

BAUTECHNIK-ARCHIV

HEFT 9

INHALT:

Erddruckversuche an einer durch Reibung verankerten Stützwand.

Von Dr.-Ing. Heinz Muhs, Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin, z. Zt. Cooma, Australien.

Über das Verhalten von Pfahlgründungen bei Schwingungserregung.

Von Dr.-Ing. Günther Brandes.

Baugrubenumschließung nach dem Gefrierverfahren.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Sichardt, Bremen, und Dr.-Ing. P. Chardabellas, Berlin-Charlottenburg.

Mit 103 Bildern



BERLIN 1953

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

BAUTECHNIK-ARCHIV

HEFT 9

INHALT:

Erddruckversuche an einer durch Reibung
verankerten Stützwand. Seite 3

Von Dr.-Ing. Heinz Muhs, Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin, z. Zt. Cooma, Australien.

Über das Verhalten von Pfahlgründungen
bei Schwingungserregung. Seite 20

Von Dr.-Ing. Günther Brandes.

Baugrubenumschließung nach dem Gefrier-
verfahren. Seite 45

Von Prof. Dr.-Ing. W. Sichardt, Bremen, und Dr.-Ing. P. Chardabellas, Berlin-Charlottenburg.

Mit 103 Bildern



BERLIN 1953

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung, vorbehalten
Nachdruck und fotomechanische Wiedergabe — auch auszugsweise — verboten

Copyright 1953 by Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin

III/5/3. Lizenz-Nr. 5000/155/52

Erddruckversuche an einer durch Reibung verankerten Stützwand *)

Dr.-Ing. Heinz Muhs,

Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin,
z. Zt. Cooma, Australien

Die Degebo wurde im Jahre 1942 von der Wasserstraßenabteilung des damaligen Reichsverkehrsministeriums mit Erddruckversuchen beauftragt, die das Kräftespiel hinter einer mit einer Schlepp-Platte in der Hinterfüllung verankerten Stützwand klären sollten. Diese Bauweise ist bekanntlich im Jahre 1930 dem Obergeringieur Schroeeter patentiert und von ihm unter dem Namen „Gitterwandprinzip“ in die Praxis eingeführt worden ¹⁾. Die Gründe, die das Reichsverkehrsministerium bewogen, die Versuche durchführen zu lassen, lagen in den verwickelten erdstatischen Verhältnissen, die bei dieser Bauweise auftreten und die eine experimentelle Untersuchung erforderlich machten, um die während des Krieges mit besonderem Nachdruck gestellte Frage nach der Anwendungsmöglichkeit des Verfahrens bzw. nach der Art seiner Berechnung beantworten zu können. Die Versuchsergebnisse sind nicht nur für die statischen Verhältnisse einer reibungsverankerten Stützwand von Bedeutung, sondern sie enthalten auch viel Interessantes über den Erddruck auf die unverankerte Wand und über das Wesen des Erddruckes überhaupt.

Statische Verhältnisse bei der Reibungsverankerung einer Schlepp-Platte

Welche Punkte sind es, die die statische Untersuchung einer mit einer Schlepp-Platte verankerten Stützwand erschweren? Zur Beantwortung dieser Frage und zum Verständnis der nachstehend behandelten Versuche ist es notwendig, zunächst kurz auf die Konstruktion einer derartigen Stützwand und die bei ihr herrschenden statischen Verhältnisse einzugehen.

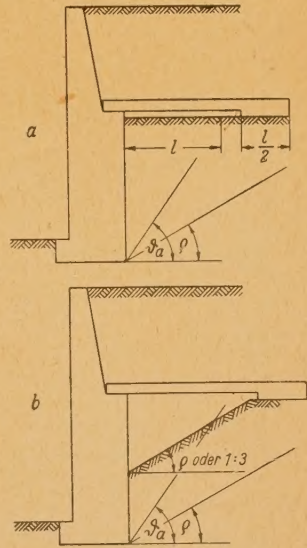


Bild 1

*) Nach einem Vortrag anlässlich der Tagung des Deutschen Baugrundausschusses (Arbeitsgruppe Baugrund im Deutschen Normenausschuß) am 20. 4. 1950 in der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg.

¹⁾ Ein einfaches Verfahren zur nachträglichen Erhöhung der Standsicherheit von Stützmauern und Brückenwiderlagern. „Beton und Eisen“ 1933.

Über die Standsicherheit von Gitterwandstützmauern. „Zentralblatt der Bauverwaltung“ 1934, S. 411.

Das Gitterwandprinzip und seine Anwendungsarten. „Beton und Eisen“ 1935, S. 222.

Nachträgliche Standsicherung von Ufermauern. „Zentralblatt der Bauverwaltung“ 1936, S. 664.

Der fehlende Übergang zwischen Brücken und Boden als Ursache der Pflasterversackungen hinter Brücken“. „Der Bauingenieur“ 1936, S. 378.

Die Gitterwandstützmauer am Reichsarchiv in Potsdam. „Zement“ 1938, S. 264.

Praktische Ausführungen von Gitterwandbrückenwiderlagern. „Der Bauingenieur“ 1942, S. 283.

Praktische Ausführungen von mehrstufigen Gitterwänden. „Beton und Eisen“ 1942, S. 76.

Erdstützwerke nach dem Gitterwandprinzip. „Bauplanung und Bautechnik“ 1947, S. 121.

Bohlwerke, Ufermauern und Kaimauern nach dem Gitterwandprinzip. „Bauplanung und Bautechnik“ 1948, S. 95.

Die Gitterwandbauweise gehört zu den Stützwandtypen, die zur Ermäßigung der auf sie wirkenden Kräfte und zur Erhöhung ihrer Standsicherheit mit einer besonderen Entlastungskonstruktion versehen sind (Bild 1). Von den verschiedenen hierfür entwickelten Systemen unterscheidet sie sich im wesentlichen dadurch, daß ihre Entlastungskonstruktion — eine steife Schlepp-Platte — an die Stützwand gelenkig angeschlossen und durch Reibung in der Hinterfüllung verankert ist. Die Verankerung erfolgt nicht auf der ganzen Länge der Platte, sondern nur auf ihrem letzten Ende. Zu diesem Zweck wird der Boden dort durch Abstampfen verdichtet, während unter der übrigen Plattenlänge der Boden so weit beseitigt wird, daß eine Auflagerung hier unmöglich ist.

Ein sofort ins Auge fallender Vorteil ist die Abschirmwirkung der Platte, die den Erddruck auf den unteren Wandteil vermindert. Bei großer Länge der Platte, d. h. dann, wenn sie genügend weit hinter die unter dem Reibungswinkel ρ des Bodens verlaufende Böschungslinie reicht, würde eine volle Erddruckverminderung stattfinden. Der Erddruck auf die Wand unterhalb der Platte würde dann mit Null beginnen und so zunehmen, als ob die Geländeoberfläche in Höhe der Platte läge. Bei kleinerer Länge der Platte beginnt der Erddruck unter ihr ebenfalls mit Null, jedoch nimmt er dann vor allem infolge der einseitigen Auflagerlast, je nach Länge der Platte mehr oder weniger schnell auf den ursprünglichen, d. h. ohne Platte vorhandenen Wert zu.

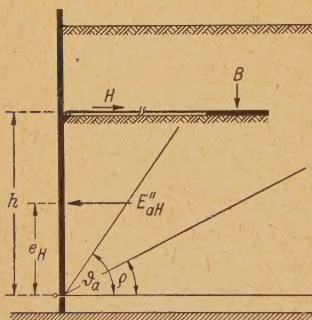


Bild 2

Die Länge der Platte ist auch für die Verankerung von ausschlaggebender Bedeutung. Diese wird durch die Reibungskraft am erdseitigen Auflager gebildet, die der dort wirkenden senkrechten Auflagerkraft proportional ist. Bei tiefer Lage der Platte kann die Ankerkraft demnach recht hohe Werte erreichen, während sie bei hoher Lage und nicht übermäßiger Länge verhältnismäßig gering bleiben muß. Auch hier ist, wie bei der Abschirmung, eine voll wirkende Verankerung nur bei großer Länge der Platte vorhanden, d. h. dann, wenn sie in die unter dem Reibungswinkel ρ ansteigende Böschung genügend weit einbindet. Im anderen Fall muß sich die aus der Platte auf das Erdreich übertragene Ankerkraft wieder in einer Erhöhung des Erddruckes auf die Wand bemerkbar machen.

Die Verankerung behält aber auch dann ihren Sinn, da sie ein Hinunterrücken des Erddruckangriffspunktes verursacht (Bild 2). Es tritt dadurch das sogenannte „Vergitterungsmoment“ auf, das dem ganzen Prinzip seinen Namen gegeben hat. Es ist das Moment aus der Ankerkraft H und dem Erddruck E_{aH} infolge dieser Ankerkraft, der nach der *Coulomb'schen* Theorie im allgemeinen gleich H gesetzt werden muß, so daß also das Moment um die Sohlfuge:

$$M = H \cdot h - H \cdot e_H = H(h - e_H)$$

ist. Das Vergitterungsmoment, das erdseitig dreht, die Standsicherheit also erhöht, wird demnach um so größer und die Wirksamkeit der Schlepp-Platte um so günstiger, je kleiner e_H wird. Es ist ohne weiteres zu übersehen, daß die Höhe e_H vom Abstand des erdseitigen Auflagerpunktes von der Wand, d. h. von der Länge der Platte, abhängt. Bei genügender Länge der Platte wird e_H gleich Null. Es liegt dann der Fall der schon erwähnten vollen Verankerung vor.

Man erkennt aus diesen Betrachtungen die entscheidende Bedeutung der Plattenlänge. Da die Platte als Balken auf zwei Stützen zu berechnen ist, wird sie bei der aus Gründen der Abschirm- und Verankerungswirkung erwünschten großen Länge verhältnismäßig dick oder erfordert eine stärkere Bewehrung. Die Länge der Platte wird deshalb meist so gewählt, daß sie verhältnismäßig dicht hinter der ungünstigsten Gleitlinie für das unbelastete Erdreich nach *Coulomb*, fast stets aber vor der natürlichen Böschungslinie endet (s. Bild 1).

Aus dieser Tatsache ergeben sich die Bedenken gegen die Verankerung von Stützwänden durch eine Schlepp-Platte. Abgesehen von der von vielen Seiten als unsicher empfundenen

reinen Reibungsverankerung der Platte liegt der Grund vor allem darin, daß diese nicht hinter, sondern vor der natürlichen Böschungslinie endet, daß also die Ankerkraft H und ebenso die senkrechte Auflagerkraft B der Platte verhältnismäßig dicht hinter der Gleitlinie für das unbelastete Erdreich zur Wirkung kommen. Sie müssen deshalb als Erddrücke, deren Größe nur annähernd berechnet werden kann, auf die Wand rückwirken.

Durch die Einzellasten B und H ist aber vor allem eine Veränderung der *Coulomb'schen* Gleitlinie für das unbelastete Erdreich selbst bedingt. Sie wird bei verhältnismäßig dicht hinter ihrem Schnittpunkt mit der Geländeoberfläche wirkenden größeren Einzellasten in eine flachere Lage gezwungen, da es nur eine ungünstigste Gleitlinie bei einem Belastungszustand geben kann. Diese ist dann praktisch mit der Verbindungslinie des Mauerfußpunktes mit dem Lastangriffspunkt identisch. Die Auflagerfläche der Schlepp-Platte liegt also unter Umständen selbst im Gleitkeil.

Diese Erkenntnis ist für die Wirksamkeit der Reibungsverankerung von großer Bedeutung. Um die dem vollen Auflagerdruck B entsprechende Reibungskraft $B \cdot \operatorname{tg} \varrho$ hervorzurufen, ist — wie bei allen Reibungsvorgängen — eine Relativbewegung zwischen dem Plattenauflager und dem Erdreich notwendig, d. h. eine gewisse Bewegung der Stützwand und der an sie angeschlossenen Schlepp-Platte. Bei der Bewegung der Wand gerät aber ein Erdkeil in Bewegung, der bei der üblichen Länge der Platte diese, wie eben ausgeführt wurde, mit einschließt. Würde die Bewegung des Erdreiches der des Plattenauflagers völlig gleichen, so wäre überhaupt keine Relativbewegung vorhanden und die Ankerwirkung der Platte gleich Null. Da das Erdreich sich bei einem Nachgeben der Stützwand aber nicht als fester Keil bewegt, sondern in deren Nähe eine größere Bewegung ausführt als in der Nähe der Platte, so kommt es zu einer Relativbewegung zwischen Platte und Erdreich und damit auch zu einer Reibungskraft H zwischen beiden. Sie muß aber mit Sicherheit kleiner als $B \cdot \operatorname{tg} \varrho$ sein.

Aufgabe der Versuche war es, an verschiedenen Modellwänden diese rein rechnermäßig nicht oder nur angenähert zu erfassenden Zusammenhänge durch Messungen zu klären und die tatsächlich vorhandene Sicherheit zu untersuchen.

Versuchsanordnung

Die Versuche wurden in den Jahren 1942/43 unter Leitung von Dr.-Ing. Hoffmann in der Erddruckhalle der Technischen Hochschule Berlin durchgeführt, die der Degebo von Prof. Dr.-Ing. Agatz zu diesem Zweck entgegenkommenderweise zur Verfügung gestellt worden war. In dieser Halle befindet sich die noch von Müller-Breslau entworfene Erddruckversuchsanlage. Sie ist mit einer Breite von 3,2 m und einer Tiefe von 3,7 m die größte ihrer Art in Deutschland und enthält alle Vorrichtungen für eine vollautomatische Beschickung des je nach Höhe der Füllung 20 bis 25 m³ fassenden Erddruckapparates, außerdem eine Trockentrommel und andere Nebeneinrichtungen.

Für die Versuche wurde die durch zwei Spindeln um ihren Fußpunkt kippbare Vorderwand, die eine Meßplatte von nur 1 m² besaß, durch eine Meßwand in ganzer Breite des Erddruckapparates ersetzt. Die neue Wand bestand aus 4,5 cm starken Bohlen, die durch einen Trägerrost zu einer starren Platte ausgesteift waren. Um bei dem unvermeidbaren Arbeiten des Holzes ein Herausrieseln von Sand aus den Stoßfugen zu vermeiden, war die Innenseite der Wand mit Teerpappe benagelt.

Bei den Versuchen wurde die Schlepp-Platte auf die Meßwand zugfest aufgelagert (Bild 3). Es wurden zwei verschiedenen lange Platten — von 1,3 und 2,0 m Länge — untersucht. Ihre Breite entsprach der Gesamtbreite des Gerätes. Jede Platte war so bemessen, daß sie bei den in Frage kommenden Auflasten als steif angesehen werden konnte.

Zur Messung des Kräftespiels wurde die Vorderwand an zwei Querschnitten durch je einen senkrechten und zwei waagerechte Meßstäbe abgestützt. Der obere waagerechte Stab lag jeweils in Höhe der Schlepp-Platte. Die Meßstäbe bestanden aus Rundeisen von 20 und 25 mm Durchmesser, die im Bereich der Meßlänge durch schlitzförmige Einfräsungen geschwächt waren, um eine höhere Meßempfindlichkeit zu erzielen.

Die in den Stäben wirkenden Kräfte wurden mittels aufgespannter *Mahak*-Dehnungsmeßsaiten gemessen. Um etwaige Biegungsspannungen festzustellen und zur Ausschalt-

waagerechte Meßstab befestigt, der sich mit seinem anderen Ende gegen das starre auf der Sohle der Halle liegende [-Eisen bzw. einen zwischen dessen Flansche geschweißten Eisenstab so abstützte (s. Punkt *B* in Bild 3), daß er bis zu 2 cm waagerecht verschoben werden konnte. Hierzu mußte nur die Mutter 14 entsprechend gelöst werden. Die Rolle selbst war an einem flach liegenden [-Träger der Versteifungskonstruktion der Meßwand angeschraubt. Auf diese Weise waren sowohl der senkrechte wie auch der waagerechte Meßstab starr abgestützt, gleichzeitig war aber eine fast beliebige Verkipfung der Wand möglich.

Die oberen waagerechten Meßstäbe waren ebenfalls an einem hochkant liegenden Versteifungsträger der Wand befestigt, stützten sich aber mit ihrem anderen Ende nicht gegen völlig starre Gegenpunkte ab, sondern gegen zwei I-Eisen von $\sim 2,5$ m Länge (s. Bild 5, vorn rechts), die sich infolge der Stützkräfte etwas durchbogen. Die unteren Enden der I-Eisen waren in den auf der Sohle der Halle liegenden [-Eisen kippbar gelagert, während ihre beiden anderen Enden mit den Spindeln des Erddruckapparates in Verbindung standen, die durch einen Kettentrieb miteinander verbunden waren und jede beliebige Wandverkipfung einzustellen erlaubten.

Außer den Kräften wurden die Wandbewegungen an 11 Punkten mittels Feinmeßbühen verfolgt.

Der für die Versuche benutzte Sand stellt einen kiesigen Grobsand von verhältnismäßig großer Gleichförmigkeit dar (Bild 6). Um alle durch die natürliche Bodenfeuchtigkeit unter Umständen vorhandenen Kohäsionswirkungen auszuschalten, wurde er vor Versuchsbeginn in der Trockentrommel auf über 200° erhitzt. Beim Ablassen des Sandes in die unter dem Erddruckapparat befindlichen Silos wurde eine stets gleiche Böschungsneigung — rd. 34° — beobachtet. Scherversuche im Casagrande'schen Schergerät ergaben einen Reibungswinkel von rd. 36° . Für das Raumgewicht wurde versuchsmäßig ein Wert von $1,6 \text{ t/m}^3$ gefunden.

Versuchsdurchführung

Sämtliche Versuche wurden in nahezu gleicher Weise durchgeführt. Nach Beendigung jedes Versuches und Entleerung des Erddruckapparates durch die darunterliegenden Silos wurde zunächst die völlig entlastete Meßapparatur hinsichtlich der Nullablesungen überprüft. Sodann wurde der Sand eingebracht, und zwar in der Weise, daß zunächst der hintere Teil des Erddruckapparates gefüllt und von hier aus weiter geschüttet wurde, so daß der Sand auf der vorhandenen Böschung gegen die Wand rieselte, wie es in der Praxis geschieht, wenn die Hinterfüllung nicht lagenweise geschüttet und abgestampft wird. Nach Erreichen der Höhe, in der die Schlepp-Platte vorgesehen war, wurde der verbliebene Restraum verfüllt und die Belastung der Stäbe gemessen. Anschließend wurde die Platte eingebaut, die Hinterfüllung bis zur vollen Höhe eingebracht und erneut gemessen. Durch Betätigen der Spindel des Erddruckapparates wurde dann zunächst eine stufenweise Verkipfung der Wand um ihren Fußpunkt bis zu einem Höchstbetrag von 3 cm in ihrer Kopfhöhe herbeigeführt. Hierbei zeigte sich, daß schon nach ziemlich geringen Verkipfungen die Ankerwirkung der Schlepp-Platte zur Wirkung kam, so daß die Wand der die oberen Widerlager beseitigenden Spindelbewegung nicht mehr folgte, sich also selbst trug. Zur Fortsetzung der Kippbewegung mußten deshalb Zugkräfte aufgewendet werden, deren Höhe von der Versuchsanordnung, d. h. der Länge

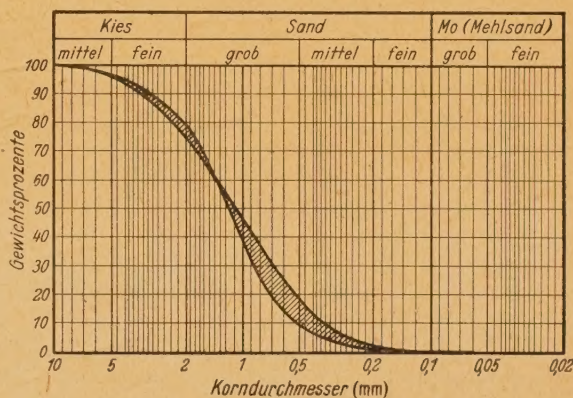


Bild 6

und der Höhenlage der Platte, abhing. Anschließend wurde die Wand stufenweise um den oberen Auflagerpunkt bis zu einem Höchstbetrag von 1 cm in der Sohle und schließlich nochmals stufenweise um den Fußpunkt, und zwar um 1,5 cm in Kopfhöhe gekippt. Die Stufen betrugen im allgemeinen 0,5 cm. Nach jeder erzwungenen Wandbewegung und nach längeren durch Sonntage oder sonstige Arbeitsunterbrechungen bedingten Pausen wurden sämtliche Meßsaiten und Meßbühren abgelesen.

Die lange Platte wurde auf diese Weise in 2, die kurze Platte in 3 verschiedenen Höhenlagen — in 1,05 m, 1,30 m und in 1,55 m Abstand von der Sohle — untersucht (Bild 7). Der Versuch mit der kurzen Platte wurde in etwas veränderter Form wiederholt, indem das Erdreich — einem Vorschlag Schroeter's entsprechend — unter der Schlepp-Platte unter 1:3 abgeböschet und die Auflagerfläche abgestampft wurde. Mit Ausnahme der 2 m langen Platte in mittlerer Lage handelte es sich stets um Fälle, wo die Verankerung zwischen der Coulomb'schen Gleitfläche und der Böschungslinie lag (s. Bild 7). Die 2 m lange Platte in mittlerer Lage reichte bis über die natürliche Böschungslinie hinaus, stellte also den Übergang zu einer „vollen Verankerung“ dar.

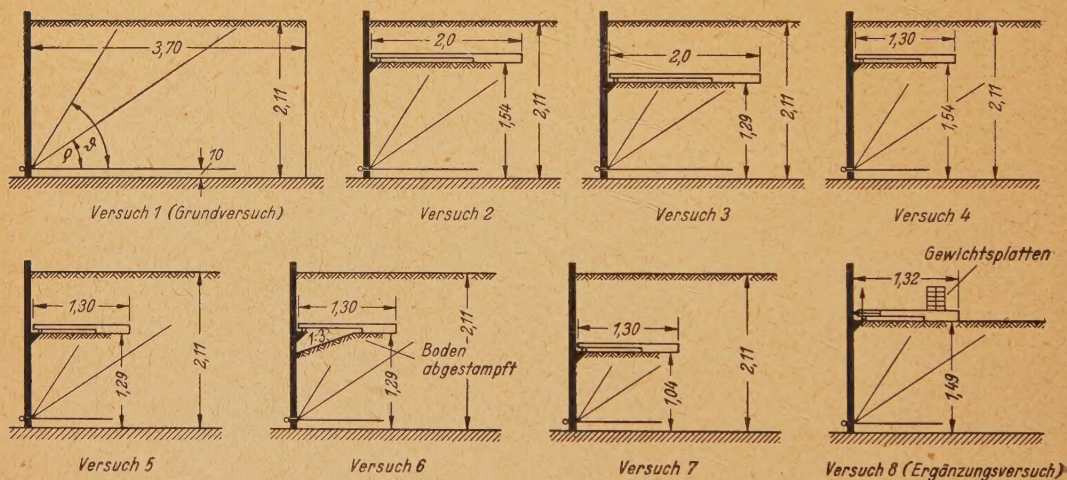


Bild 7

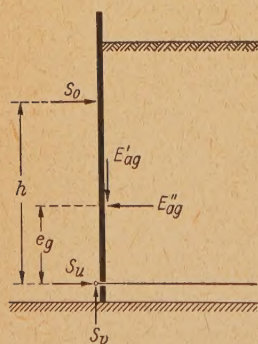


Bild 8

Zur Feststellung der Erddruckverhältnisse im allgemeinen, d. h. der Größe des Erddrucks und der Höhe seines Angriffspunktes, der Wandreibung und der im Erdreich wirksamen Reibungskräfte, ging den Versuchen mit Schlepp-Platte ein „Grundversuch“ voraus, bei dem der Erddruck auf die Meßwand ohne Vorhandensein einer Schlepp-Platte gemessen wurde. Dieser Versuch gestattet durch Aufstellen der drei Gleichgewichtsbedingungen (Bild 8) die Bestimmung der senkrechten und waagerechten Erddruckkomponente, der Wandreibung und der Lage des Angriffspunktes, d. h. aller gesuchten Größen aus den gemessenen Stützkraften:

$$\sum V = 0: S_v = E'_{ag}$$

$$\sum H = 0: S_0 + S_u = E''_{ag}$$

$$\sum M_{(u)} = 0: S_0 \cdot h = E''_{ag} \cdot e_g \quad e_g = \frac{S_0 \cdot h}{E''_{ag}}$$

$$\frac{S_v}{S_0 + S_u} = \frac{E'_{ag}}{E''_{ag}} = \text{tg} \cdot \delta.$$

Bei der verankerten Wand lassen sich die gesuchten, zur Berechnung der Standsicherheit notwendigen Kräfte dagegen nicht allein aus den gemessenen Kräften S_o , S_u und S_v mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen bestimmen (Bild 9). Die Gleichgewichtsbedingungen lauten in diesem Fall:

$$\Sigma V = 0 : S_v = E'_{a_{q_1}} + E'_{a_{q_2}} + E'_{a_B} + A$$

$$\Sigma H = 0 : S_0 + S_u = E''_{a_{g_1}} + E''_{a_{g_2}} + E''_{a_B} - H$$

$$\Sigma M_{(0)} = 0; S_u \cdot h = -E''_{a_{g_1}} \cdot e_{g_1} + E''_{a_{g_2}} \cdot e'_{g_2} + E''_{a_R} \cdot e'_R$$

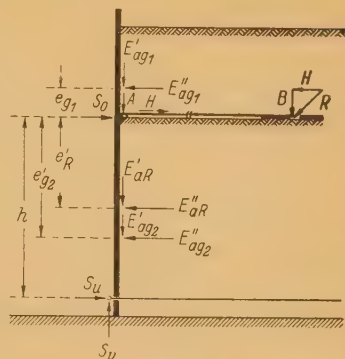


Bild 9

Hiervon sind durch Messung die Größen auf der linken Seite der Gleichungen bekannt, aus der Messung vor dem jeweiligen Aufbringen der Schlepp-Platte bei Gültigkeit des Superpositionsgesetzes außerdem $E'_{a_{g_3}}$ und $E''_{v_{g_2}}$ sowie e'_{g_2} und aus dem Grundversuch $E'_{a_{g_1}}$, $E'_{a_{g_1}}$ und e_{g_1} . Als Unbekannte bleiben der Erddruck E_{a_R} bzw. E'_{a_R} und E_{a_R} sowie der Angriffspunkt dieses Erddrucks und die Ankerkraft H selbst übrig, d. h. 4 Unbekannte in 3 Gleichungen. Es mußte also wenigstens eine dieser Größen noch gemessen werden.

Hiezu wurde als „Ergänzungsversuch“ eine 1,3 m lange Schlepp-Platte zunächst am wandseitigen Ende an eine senkrechte, von der Meßwand unabhängige und in Richtung auf diese beweglich gelagerte Zugstange angeschlossen und nicht mit Erde überfüllt, sondern mit gußeisernen Gewichtsplatten belastet (s. Bild 7). Die Zugstange war mit Maihaksaiten versehen, so daß die bei wachsender Gewichtsplattenbelastung sich einstellende wandseitige Auflagerkraft A , außerdem der Erddruck E_{aB} infolge der erdseitigen Auflagerkraft B sowie ihr Angriffspunkt e_B gemessen werden konnten. Aus A und der Gewichtslastung P war auch die Größe von B gegeben.

Anschließend wurden auf die Schlepp-Platte mittels zwei durch die Meßwand hindurchgeführter Anker, die ebenfalls mit Meßsaiten besetzt waren, horizontale Belastungen H hervorgerufen und der gesuchte Erddruck E_{aR} sowie ihr Angriffspunkt e_R infolge der Belastung $R = B + H$ gemessen. Die horizontale Belastung wurde hierbei so weit gesteigert, bis sich die Platte auf ihrem Auflager bewegte und größere Relativbewegungen — mehr als 2 cm — zwischen Platte und Wand auftraten. Aus der bekannten Größe des erdseitigen Auflagers B und der maximalen Zugkraft H konnte der größte wirksame

Reibungswinkel unter der Platte mit $\operatorname{tg} \varrho_{\max} = \frac{H_{\max}}{B}$ berechnet werden.

Durch die bisher beschriebene Meßanordnung des Ergänzungsversuches wurde lediglich der Einfluß von vertikalen und horizontalen Einzelkräften auf eine einfache unverankerte Stützwand untersucht. Zur Ermittlung der bei der verankerten Wand auftretenden Ankerkraft H , d. h. der einen noch fehlenden Größe in den Gleichgewichtsbedingungen, wurden die bis dahin von der Meßwand unabhängigen horizontalen Anker an die Meßwand angeschlossen. Wie bei den früheren Versuchen wurden letzterer dann Fuß- und Kopfverkipplungen aufgezwungen und die Stabkräfte dabei gemessen.

Während der Grundversuch und die Hauptversuche völlig frei von irgendwelchen Störungen der Anlage blieben, konnte der Ergänzungsversuch wegen sich mehrfach wiederholender Schäden durch Luftangriffe nur unter größten Schwierigkeiten zu einem Abschluß gebracht werden. Diese und das immer häufigere Ausfallen des für die Beschickungsanlage und die Meßapparate benötigten elektrischen Stromes ließen eine einwandfreie Fortsetzung der Ergänzungsversuche aussichtslos erscheinen, die wegen der Bedeutung der Frage des Erddrucks von Einzellasten beabsichtigt war.

Ergebnisse

a) Grundversuch

Zum besseren Verständnis der Ergebnisse der Versuche mit Schlepp-Platte ist es zweckmäßig, zunächst auf den Versuch ohne Schlepp-Platte einzugehen. In der Mitte der graphischen Darstellung des Versuchsergebnisses (Bild 10) ist außer dem Verlauf des senkrechten und der beiden waagerechten Meßstäbe der zeitliche Verlauf der aus den Be-

Versuchs- und Meßanordnung

Messung Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	W=Wiederholungs- messungen
Verschiebung an Meßuhr 1-3 um insgesamt			0,25	0,5	1,0			1,5	2,0	2,5	3,0				3,5	4,0	4,5	Uhr 7-3
Verschiebung an Meßuhr 10 u. 11 um insgesamt													0,5	1,0				Uhr 4-6
Zeitraum (Std.) zwischen den Messungen	100,75	17,5	4,0	1,0	0,75	47,25	1,0	0,5	1,0	1,0	43,0	17,5	0,5	0,75	0,75	1,75		Uhr 7-9 10 u. 11

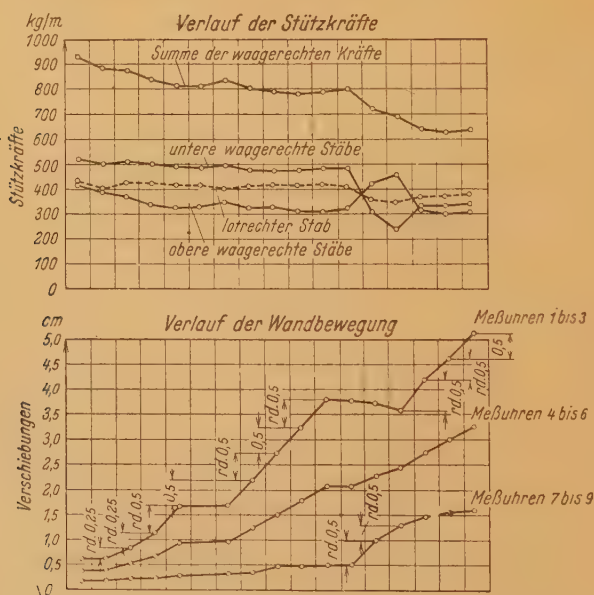


Bild 10

trägen der letzteren gebildeten Summenlinie in kg/m aufgezeichnet, und zwar jeweils der Mittelwert der beiden in gleicher Anordnung vorhandenen Stäbe. Die zu den einzelnen Messungen gehörigen Verkippszustände der Meßwand sind aus der Darstellung oberhalb der Auftragung des Kräfteverlaufes zu ersehen. Im unteren Teil sind die Ergebnisse der Bewegungsmessungen aufgezeichnet.

Aus dem Verlauf der Summenlinie der waagerechten Stützkräfte ist bei den Wandbewegungen ein Abfall des waagerechten Erddruckes zu erkennen. Der Druckabfall infolge Verkipfung der Wand um den Fußpunkt war anfangs verhältnismäßig groß, nahm aber bald ab. Er betrug z. B. bei der infolge der Verkipfung vor sich gehenden Verschiebung der Wand in Höhe der oberen Meßuhren von 0 auf 1,5 cm mehr als 100 kg/m, bei der gleich großen Verschiebung von 1,5 auf 3,0 cm aber nur noch etwa 10 kg/m. Daß

eine noch weitergehende Verkipfung zu keiner wesentlichen Veränderung der Druckverhältnisse geführt hätte, ist auch aus den Messungen 16 und 17 zu entnehmen, bei denen trotz weiterer Verkipfung um den Fußpunkt keine Druckabnahme mehr stattfand.

Von wesentlich stärkerem Einfluß als die Verkipfung um den Fußpunkt erwies sich die Verkipfung um den oberen Auflagerpunkt der Wand. Bei einer zweimaligen Verschiebung des Wandfußes in Höhe der unteren Meßhühen um 0,5 cm — Messung 13 und 14 — trat eine Verminderung des waagerechten Druckes von über 100 kg/m ein. Dieser Betrag wäre noch höher gewesen, wenn nicht die Fußverschiebung infolge der steifen Ausbildung der Meßwand eine rückwärts gerichtete Bewegung des oberen Wandteiles, wie aus den Ablesungen an den oberen Meßhühen (1 bis 3) bei den Messungen 13 und 14 hervorgeht, bewirkt hätte. Hierdurch wurde im oberen Wandteil der Erdwiderstand zur Wirkung gebracht, was zu einem sofortigen Anstieg des Druckes in den oberen Meßstäben führte. Dieser Zustand wurde aber schon bei einer kleinen Verkipfung der Wand um den Fußpunkt (Messung 15) wieder aufgehoben, durch die die unteren Meßstäbe wieder stärker zur Abstützung der Meßwand herangezogen wurden.

Der Verlauf der gemessenen Drücke ist ohne weiteres verständlich, wenn man sich die hervorgerufenen Verschiebungen im Erdreich klar macht. Bei dem Füllen des Erddruckapparates kam der trockene Sand verhältnismäßig locker zur Ablagerung, so daß sich nicht der volle Reibungswiderstand im Boden ausbilden konnte. Der Erddruck war also hoch. Erst mit einsetzender Wandbewegung und den damit verbundenen Verschiebungen im Erdreich wurden durch Zusammenfall labiler Kornlagerungen und Verzahnung einzelner Bodenkörner stärkere Reibungswirkungen mobilisiert, in gleicher Weise, wie es bei jedem Scherversuch der Fall ist, wo die inneren Reibungswiderstände mit zunehmender Scherverchiebung bis zu einem Maximum, dem Scherwiderstand des Bodens, anwachsen.

Die Veränderung des inneren Reibungswinkels und des Wandreibungswinkels während des Versuches kann aus den Meßergebnissen ermittelt werden (Bild 11). Es ergab sich ein ständiges Ansteigen der Reibungswinkel bis zu einem Maximalwert von $36,5^\circ$. Daß dieser Wert etwas größer ist als der Reibungswinkel des Bodens, liegt daran, daß die Rechnung mit den gemessenen Stabkräften durchgeführt wurde, d. h. ohne Berücksichtigung der Wandreibung an den Seitenwänden. Dadurch wurden die Stützkkräfte etwas zu klein gemessen (s. u.).

Die Wandreibung war während des ganzen Versuches infolge der auf die Wand aufgenagelten Teerpappe recht groß, im Mittel rd. $0,85 \rho$.

Auch die Veränderung des Erddruckangriffspunktes (s. Bild 11) läßt sich aus den im Erdreich auftretenden Bewegungen erklären. Unter dem Einfluß der Wandverkipfung um den Fußpunkt war zunächst im oberen Teil der Hinterfüllung eine stärkere Bewegung und Inanspruchnahme der Reibungskräfte eingetreten. Infolgedessen lag der Angriffspunkt des Erddruckes verhältnismäßig tief, d. h. unterhalb von $\frac{1}{3}h$. Bei der späteren Fußverschiebung trat eine ungleich stärkere Entlastung des unteren Erdreiches und infolge der Bildung von Erdwiderstand oben eine Zunahme der oberen Stützkkräfte ein, wodurch der Angriffspunkt erheblich nach oben rückte und fast in $\frac{1}{2}h$ zur Wirkung kam. Die vorher annähernd dreieckig verlaufende Druckverteilung wurde dadurch in der aus anderen Messungen³⁾ bekannten Weise der Druckanhäufung im oberen und mitt-

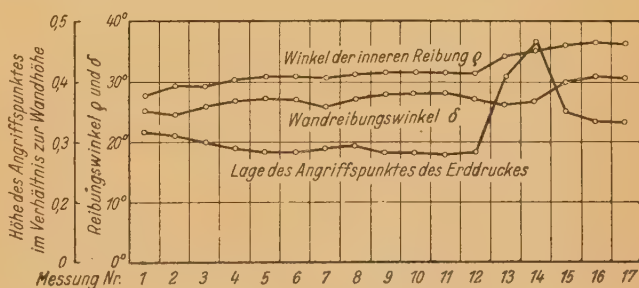


Bild 11

³⁾ Spilker: Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung. Bautechn. 15 (1937), Heft 1, S. 16. Klenner: Versuche über die Verteilung des Erd-

leren Wandteil verändert. Bei der abermaligen Verkipfung der Wand um den Fußpunkt wanderte der Angriffspunkt in die Normallage bei $\frac{1}{3}h$ zurück, die Druckverteilung nahm also wieder eine Dreieckform an.

Zum Vergleich der Größe des gemessenen und der des nach der *Coulomb'schen* Theorie berechneten Erddrucks ist es notwendig, die durch die Reibung an den Seitenwänden hervorgerufene Erddruckverminderung zu berücksichtigen. Dies kann dadurch geschehen, daß man davon ausgeht, daß der Einheitsdruck auf die Seitenwand ebenso groß gewesen sein muß wie der Einheitsdruck auf die unbewegliche Meßwand. Da der letztere gemessen wurde, kann die Erddruckverminderung bei Annahme eines Wandreibungswinkels zwischen dem Sand und der mit Eisenlack gestrichenen Seitenwand und unter Berücksichtigung des in Frage kommenden Gleitkörpers berechnet werden. Eine Nachprüfung ist dadurch möglich, daß bei der Bestimmung der wirksamen Reibung (s. o.) die korrigierten Meßwerte für die Schlußmessung auf den Reibungswinkel des Sandes von 35° führen müssen.

Außerdem läßt sich der Anteil der Seitenwandreibung ΔE nach spannungstheoretischen Untersuchungen von Jaeger⁴⁾ berechnen, die sich auf Versuche im Franzius-Institut in Hannover stützen. Näherungsweise ist:

$$\frac{\Delta E}{E} = \frac{1}{3} \cdot \mu \cdot \frac{h}{b} \cdot \xi$$

E ist hierbei der *Coulomb'sche* Erddruck,

μ der Wandreibungskoeffizient und

ξ eine Funktion des Reibungswinkels, im vorliegenden Fall = 2,75.

Nach beiden Verfahren war die Erddruckverminderung infolge der Seitenwandreibung trotz der großen Breite des Gerätes von 3,2 m recht groß. Sie betrug bei der 2,15 m hohen Wand etwa 10 bis 15% des gemessenen Anfangswertes des Erddruckes.

Die hiernach mit $12\frac{1}{2}\%$ des gemessenen Anfangswertes berichtigten Meßwerte am Ende des Versuches, also die Minimalwerte, sind etwas größer (6%) als die Rechenwerte nach *Coulomb*. Der Unterschied erscheint angesichts der in den Annahmen über die Seitenwandreibung liegenden Unsicherheiten und der Rechengenauigkeit, die bei erdstatischen Berechnungen im allgemeinen erwartet werden kann, gering, so daß die Messungen zu einer Bestätigung der *Coulomb'schen* Berechnungsweise des Erddruckes geführt haben.

Bemerkenswert ist die Größe der zur Bildung des *Coulomb'schen* Erddrucks erforderlichen Bewegung der Stützwand. Drückt man die aus der Verkipfung um den Fußpunkt resultierende Kopfverschiebung im Verhältnis der Wandhöhe h aus, so betrug sie rd. $0,02h$. Terzaghi⁵⁾ fand bei seinen Versuchen in lockerem Sand einen Wert von rd. $0,01h$. Außer der Verschiebung des Kopfpunktes von $0,02h$ scheint aber nach dem Meßergebnis auch noch eine geringe Fußverschiebung erforderlich zu sein, um den minimalen Erddruck herbeizuführen.

Hier erscheint ein Hinweis auf die Erddruckversuche von Müller-Breslau, die er in seinem bekannten Buch⁶⁾ beschrieben hat, notwendig. Diese Versuche werden im allgemeinen als Bestätigung für die Erddruckberechnung nach *Coulomb* angesehen. Jedoch hat Müller-Breslau seine Versuche mit fast starrer Wand durchgeführt, da der von ihm benutzte Erddruckapparat keine künstliche Bewegung der Meßwand gestattete, sondern eine Bewegung der Meßwand nur durch die Zusammendrückung der als Meßelement verwendeten Federdynamometer zuließ. Die bei seinen Versuchen auftretenden Ver-

drucks über die Wände ausgesteifter Baugruben. Bautechn. 19 (1941), Heft 29, S. 316. Lehmann, Hanns: Die Verteilung des Erdangriffs an einer oben drehbar gelagerten Wand. Bautechn. 20 (1942), Heft 31/32, S. 273.

⁴⁾ Jaeger, E.: Erdwiderstand unter dem Einfluß von Seitenwänden. Dissertation Hannover 1930; auch „Mitteilungen aus dem Gebiet des Wasserbaues und der Baugrunderforschung“ Heft 5, Berlin 1931.

⁵⁾ s. Fußnote ²⁾

⁶⁾ Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern. Stuttgart 1906 und 1949, Kröner Verlag.

schiebungen besaßen dadurch eine Größe von nur etwa 0,00005 h, waren also ganz wesentlich kleiner als die, die nach Terzaghi oder Degebo-Versuchen zur Auslösung des Coulomb'schen Erddruckes erforderlich sind. Müller-Breslau hätte deshalb erheblich größere Erddrücke als die nach Coulomb messen müssen. Die Erklärung des Widerspruchs liegt darin, daß einerseits Müller-Breslau die Erddruckverminderung infolge der Seitenwandreibung in seinem nur 1 m breiten, aber 75 cm hohen Erddruckapparat zu niedrig ansetzte und daß andererseits die gemessenen Stützkkräfte durch die Seitenwandreibung zufällig gerade so herabgesetzt wurden, daß sie, um den von Müller-Breslau angesetzten Betrag vermindert, ungefähr dem Coulomb'schen Wert entsprachen.

Berichtigt man den gemessenen Anfangswert bei fast starrer Wand wegen der Erddruckentlastung infolge der Seitenwände in entsprechender Weise und stellt ihnen den Rechenwert nach Coulomb gegenüber, so ergibt sich, daß der Meßwert für die waagerechte Komponente um 45% größer ist. Man kann dieselben Untersuchungen auch bei den Versuchen mit Schlepp-Platte durchführen, indem man die nach Hinterfüllung bis zur Schlepp-Platte gemessenen Kräfte betrachtet. Mit den berichtigten Meßergebnissen ergeben sich Werte für den horizontalen Erddruck, die um 54 bis 70%, im Mittel 61,5%, größer sind als die Rechenwerte.

Dieses Ergebnis stimmt mit Messungen der Degebo⁷⁾ an einer völlig steifen Bauwerkswand von 24 m Höhe überein (Bild 12). Bei diesen ergab sich für Reibungswinkel $\varrho = 34^\circ$ und $\delta = 0$ als Mittel von 16 Meßwerten ein Verhältniswert von 46%. Wäre nicht ein Wandreibungswinkel von 0° zugrunde gelegt worden, sondern ein Wert von $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3} \varrho$, so hätte man einen noch größeren Wert erhalten, wie es bei der völligen Starrheit der Bauwerkswand gegenüber der nicht völlig starr abgestützten Meßwand des Erddruckapparates auch erwartet werden müßte.

Als Ergebnis des Grundversuches kann zusammengefaßt werden

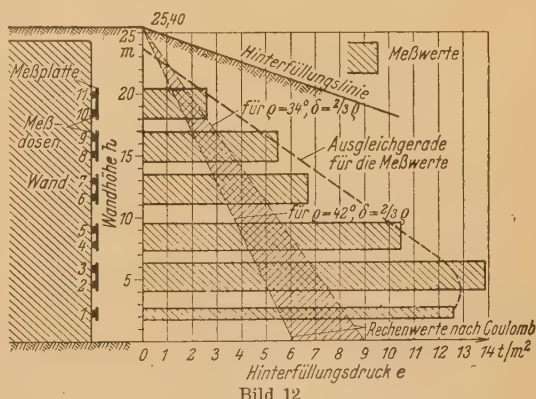


Bild 12

1. Der Coulomb'sche Erddruck — mathematisch ein Maximalwert für den Zustand voller Reibung — ist — physikalisch gesehen — ein Minimalwert. Er setzt volle Reibungswirkung im Erdreich voraus, die nur nach nicht unerheblichen Bewegungsvorgängen möglich ist.
2. Bei unbeweglicher Wand stellt sich in lose hinterfülltem Sand ein Erddruck in mindestens 1,5 facher Größe des Coulomb'schen Rechenwertes ein, da der Reibungswiderstand des Sandes nur z. T. ausgenutzt wird. Der Erddruck greift dabei etwa in $\frac{1}{3}$ der Wandhöhe an; die Druckverteilung ist also dreieckförmig.
3. Zur Mobilisierung der inneren Reibungskräfte ist eine Verkipfung um den Kopfpunkt wirksamer als eine Verkipfung um den Fußpunkt.
4. Zur Verminderung des Anfangswertes des Erddruckes bei unbeweglicher Wand bis auf die Größe des Coulomb'schen Rechenwertes ist eine Verkipfung des Kopfpunktes der Wand um den Fußpunkt in einer Größe von 0,01 bis 0,02 h notwendig.
5. Bei einer Verkipfung um den Kopfpunkt steigt der Angriffspunkt des Erddruckes fast bis auf 0,5 h an; die Verteilung des Erddruckes ist also nicht mehr dreieckförmig, sondern verläuft nach einer Kurve, wie sie aus Messungen bei Baugrubenaussteifungen bekannt ist.
6. Der Schwerpunkt des Erddruckes wandert stets dorthin, wo keine Bewegung möglich ist; ein Abfall tritt dort ein, wo infolge einer auch noch so kleinen Bewegungsmöglichkeit eine Gleitflächenbildung im Erdreich stattfinden kann.

⁷⁾ Muhs: Erddruckmessungen an einer 24 m hohen starren Wand. „Bauplanung und Bau-technik“ 1 (1947), S. 11.

b) Ergänzungsversuch

Die wichtigste Erkenntnis des Ergänzungsversuches ist die, daß die Horizontalkraft H nur bis zum rd. 0,4 fachen der Auflagerkraft B gesteigert werden konnte, daß also der Reibungswinkel zwischen der durch aufgenageltes Glaspapier besonders rauh gemachten Unterfläche der Platte und dem verhältnismäßig groben Boden nur 22° betrug.

Dieser niedrige Wert kann nur auf die eingangs behandelten Bewegungsvorgänge zwischen Platte und Boden zurückgeführt werden. Die dort gezogene Folgerung wird durch die Messungen also bestätigt: Die äußerstenfalls ausnutzbare Auflagerkraft ist kleiner als $B \cdot \operatorname{tg} \varphi_0$, und zwar im vorliegenden Fall, d. h. bei einer Platte mit Abmessungen, die denen praktisch ausgeführter Gitterwände entspricht, und bei einem Reibungswinkel des Bodens von 35° , nur gleich dem 0,5- bis 0,6 fachen des Wertes $B \operatorname{tg} \varphi_0$. Es darf deshalb für die Verankerung der Schlepp-Platte mit keinem höheren Wert gerechnet werden.

Wenn man wiederum nach dem Superpositionsprinzip vorgeht und von den bei der Gesambelastung gemessenen Stabkräften die vorher, d. h. nur bei Hinterfüllung und lotrechter Auflast vorhandenen Stabkräfte abzieht, was an sich dem Prinzip einer einzigen maßgebenden Gleitfläche beim Gesambelastungszustand nicht mehr entspricht (s. S. 3), so hat der Ergänzungsversuch weiter gezeigt, daß der Erddruck infolge der stufenweise erhöhten Ankerkraft H stets wesentlich kleiner als H war, und zwar gleich rd. 0,4 bis 0,5 H . Der Angriffspunkt des Erddruckes E_{aH} wurde in einer Höhe zwischen 0,6 und 0,75 der beanspruchten unteren Wandhöhe ermittelt.

Wenn auch die Ergebnisse nur von einem einzigen Versuch stammen und deshalb eine gewisse Vorsicht bei der quantitativen Verwendung der mitgeteilten Werte geboten ist, so geht aus dem Versuch aber doch klar hervor, daß das für die Standsicherheit der Konstruktion wichtige „Vergitterungsmoment“ im allgemeinen in erheblicher Größe vorhanden sein muß. Wie erwähnt hat es die Größe:

$$M = H \cdot h - E_{aH} \cdot e_H$$

Nimmt man zur Sicherheit E_{aH} nicht — wie die Messung ergab — mit 0,5 H , sondern mit 0,75 H an und wählt man den Angriffspunkt in einer Höhe $e_H = 0,75 h$, so wird das stabilisierende Moment $H \cdot h$ durch das Zurückwandern von H als Erddruckbelastung nur um den Betrag $0,75 H \cdot 0,75 h = 0,58 H \cdot h$ vermindert, bleibt also fast zur Hälfte als wirksames, entlastendes Moment erhalten. Im Versuch zeigte sich das dadurch, daß dieses Moment genügte, um nach Anschluß der Ankerkraft an die Meßwand sehr schnell, d. h. schon nach kleinen Verkippungen um den Fußpunkt, ein Selbsttragen der Wand zu veranlassen, so daß den oberen Stäben zum Fortsetzen der Kippbewegungen Zugkräfte erteilt werden mußten.

c) Hauptversuche

Der generelle Verlauf der gemessenen Stützkräfte war bei allen Versuchen der gleiche (Bild 13—17).

Bei der Überschüttung der Platte fand in allen Stäben eine Druckzunahme statt. Sie ist in dem senkrechten Stab vor allem durch die Erhöhung der Auflagerkraft A , in dem oberen waagerechten Stab vor allem durch den Erddruck auf den Wandteil oberhalb der Platte und in dem unteren waagerechten Stab vor allem durch den Erddruck infolge der Auflagerkraft B zu erklären.

Bei der zunächst erfolgenden Verkippung der Wand um den Fußpunkt nahm der waagerechte Erddruck infolge der Bewegungen im Erdreich und des Wirksamwerdens der Reibungsverankerung ab, der Druck in den oberen Stäben so schnell, daß bald Zugkräfte zur Herbeiführung der Kippbewegung angebracht werden mußten. Infolge des Erddruckes E_{aR} der Resultierenden R aus B und H stieg — im Gegensatz zum Grundversuch, wo keine Einzellast wirksam war — der Druck in den unteren Stäben laufend an, am stärksten dort, wo R infolge einer großen Auflagerkraft B und großen Ankerkraft H groß war.

Dieser Vorgang fand mit dem Beginn der Verkippung um den oberen Auflagerpunkt sein Ende. Hierbei fiel dort, wo eine Bewegungsmöglichkeit vorhanden war, d. h. in den

Muhs, Erddruckversuche an einer durch Reibung verankerten Stützwand

unteren Stäben, der Erddruck sofort stark ab, während dort, wo die Bewegungsmöglichkeit fehlte, d. h. im oberen Stab, eine starke Lastkonzentration vor sich ging. Diese war in den Fällen, wo am Kopf der Wand infolge der Verkipfung eine kleine negative Bewegung stattfand, so groß, daß teilweise sogar die Summe der waagerechten Kräfte zunahm.

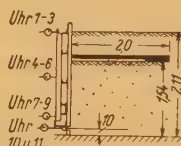
Mit der dann folgenden zweiten Verkipfung um den Fußpunkt wurde dieser Zustand abgebrochen und der frühere wieder herbeigeführt: Infolge der Entspannung oben ging die Kraft in den oberen Stäben wieder auf Null zurück; um die beabsichtigte Verschiebung um $\frac{1}{2}$ cm an den oberen Meßuhren zu erzwingen, mußte sogar wieder eine erhebliche Zugkraft aufgewandt werden. Dagegen stieg in den unteren Stäben infolge des mangelnden Ausweichens der Wand und infolge des Erddruckes E_{uR} die Last wieder stark an.

Dieses Bild des Kräfte- und Verschiebungsspiels wiederholte sich bei allen Versuchen. Bei allen Versuchen war die untersuchte Konstruktion also nicht nur standsicher, d. h. sie blieb standfest bei Spannungslosigkeit der oberen Abstützung, sondern sie vertrug zum Teil erhebliche Zugbeanspruchungen.

Für die Frage der Standsicherheit der verschiedenen Wände sind zwei Punkte besonders wichtig.

Der erste Punkt ist die Größe der Zugkraft, die nötig war, um die bei allen Versuchen ungefähr gleich großen Bewegungen herbeizuführen, und die die einzelnen Schlepp-Platten aufzunehmen vermochten. Der zweite Punkt ist die Größe der Wandverschiebung, bei der ein Selbsttragen der Konstruktion eintrat, wo also die oberen Stäbe gerade spannungslos wurden. Die Belastung wurde dann — abgesehen von dem unteren Auflager — von der Schlepp-Platte getragen. Die Konstruktion ist als umso sicherer anzusehen, je früher dieser Zustand eintrat.

Bei der 1,3 m-Platte in tiefer Lage (Bild 17) betrug die notwendige Zugkraft etwa 250 bis 300 kg/m; der Zustand des Selbsttragens trat nach einer Bewegung an den oberen



Versuchs- und Meßanordnung

W-Wiederholungsmessungen

Messung Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Verschiebung an Meßuhr 1-3 um insgesamt																					
Verschiebung an Meßuhr 10 u 11 um insgesamt																					
Zeitraum (Std) zwischen den Messungen	0,5	2,5	3,0	0,5	0,5	1,0	1,0	2,5	0,5	1,25	1,0	0,75	1,75	0,5	0,5	0,75	1,75	2,40	2,40	2,375	4,775

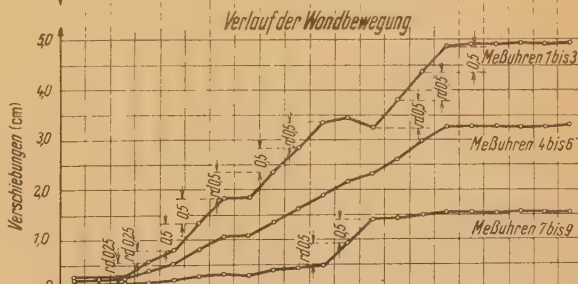
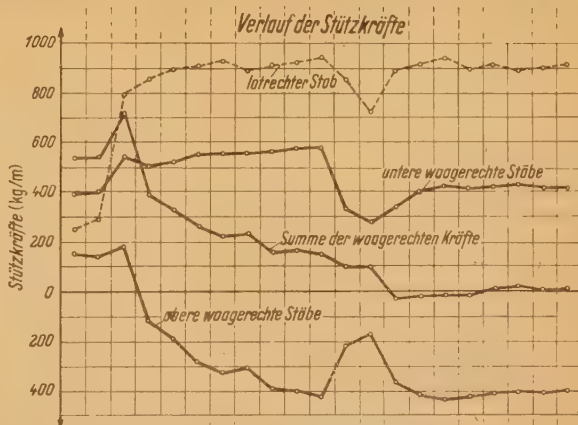


Bild 13

Meßuhren von ungefähr 0,7 cm ($= 0,0035 h$; h = volle Wandhöhe) ein. Demgegenüber ergab sich bei der 1,3 m-Platte in hoher Lage (Bild 14) eine Zugkraft von nur 50 bis 100 kg/m, während sich zum Selbsttragen eine notwendige Verschiebung an den oberen Uhren von ungefähr 1,0 cm ($= 0,005 h$) herausstellte. In diesem Unterschied — vor allem dem

Zurückgehen der Zugkraft von 250 bis 300 auf 50 bis 100 kg/m — kommt die bessere Standsicherheit der tiefliegenden Platte gut zum Ausdruck. Sie war auch, weil diese Platte im Gegensatz zu der hochliegenden bis zur natürlichen Böschung heranreichte, von vornherein zu erwarten, Berücksichtigt man die Entlastung durch die Reibung an den Seitenwänden, so erkennt man, daß die Konstruktion mit der hochliegenden 1,3 m-Platte in Wirklichkeit nicht mehr überlastungsfähig war und ihr Standsicherheitsgrad nicht oder nur sehr wenig über 1 liegen konnte. Diese Querschnittsausbildung ist also nicht mehr als standsicher anzusehen.

Wie stark die Standsicherheit aber sofort bei Verlängerung der Platte zunimmt, zeigt das Ergebnis der 2 m langen Platte in gleicher Höhenlage (Bild 13): Die zum Selbsttragen erforderliche Bewegung betrug nur etwa 0,15 cm ($= 0,00075 h$), die Zugkraft für die vorgenommenen Verkipungen stieg auf über 400 kg/m an. Legt man für die Seitenreibung etwa 100 kg/m zugrunde, so hat diese Wand eine erhebliche Zugsicherheitsreserve und bedeutende Standsicherheit besessen.

Die beiden 1,3 m langen Platten in mittlerer Lage (Bild 15 und 16) fügen sich diesem Ergebnis gut ein. Die auf sie aufgetragene Zugkraft betrug rd. 200 kg/m, so daß dieser Querschnittsausbildung auch unter Berücksichtigung der Seitenwandreibung eine ausreichende Standsicherheit zu eigen war (nach Verschiebungen von rd. 0,0025 h bis rd. 0,00375 h). Das Gleiche gilt natürlich erst recht für die 2 m lange Platte in mittlerer Lage, bei der die Zugbeanspruchung auf fast 700 kg/m gesteigert wurde, ohne daß die Tragkraft damit erschöpft war.

Die bei den verschiedenen Versuchen gemessenen Zugsicherheitsreserven ΔH — vermindert um die Seitenwandreibung — müssen gleich sein der Differenz der maximalen Zugkraft $0,55 B \cdot \tan \varphi - H$, wenn H die wirksame Ankerkraft in der Platte ist, wie sie sich aus den Gleichgewichtsbedingungen ergibt. Die Durchrechnung der verschiedenen untersuchten Modelle führte bei einigen Schlepp-Platten zu einer befriedigenden Übereinstimmung von $\Delta H_{\text{Messg.}}$ und $\Delta H_{\text{Rechg.}}$. Bei den anderen Platten war dagegen $\Delta H_{\text{Messg.}} > \Delta H_{\text{Rechg.}}$, was sich dadurch erklärt, daß hier eine stärkere Reibungsverankerung als $0,55 B \cdot \tan \varphi$ vorhanden gewesen ist. Der Wert $0,55 B \cdot \tan \varphi$ ist natürlich nicht konstant, sondern — wie oben schon erwähnt — von der Einbindelänge der Schlepp-Platte in den Keil zwischen der ϑ_a -Linie und der Böschungslinie abhängig. Die Durchrechnung der

Versuchs- und Meßanordnung W-Wiederholungsmessungen

Messung Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Verschiebung an Meßuhr 1-3 um insgesamt					0,05	0,1	0,2	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
Verschiebung an Meßuhr 10 u. 11 um insgesamt											0,5	1,0	1,5	—
Zeitraum (Std) zwischen den Messungen	235	40	165	15	0,5	225	0,25	0,75	0,5	-10	-20	175	170	—

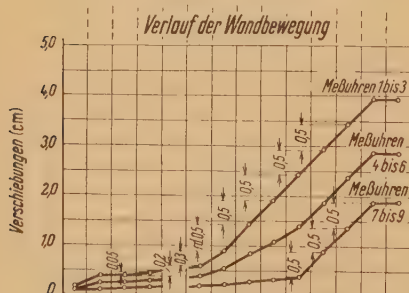
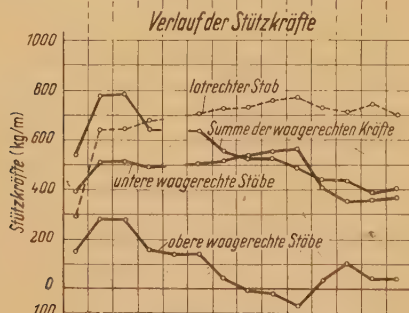


Bild 14

Versuche hat aber gezeigt, daß man bei der Rechnung mit dem aus dem Ergänzungsversuch ermittelten Wert von $0,55 B \cdot \tan \rho$ bei den praktisch vorkommenden Fällen auf der sicheren Seite liegt. Auch ist auf Grund der Meßergebnisse $B > A$, und zwar etwa $0,7 G$, wenn G die Plattenauflast ist.

Versuchs- und Meßanordnung

Messung Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	W=Wiederholungsmessungen
Verschiebung an Meßuhr 1-3 um insgesamt						0,25	0,5	1,0	1,5	2,0		2,5	3,0			3,5	4,0	4,5	
Verschiebung an Meßuhr 10 u. 11 um insgesamt	bis zur Platte hinterfüllt														0,5	1,0			
Zeitraum (Std.) zwischen den Messungen	1,0	2,3	0,2	2,0	4,0	19,0	49,0	1,5	1,5	1,5	19,0	2,0	0,5	0,25	0,25	2,0	0,25	0,5	

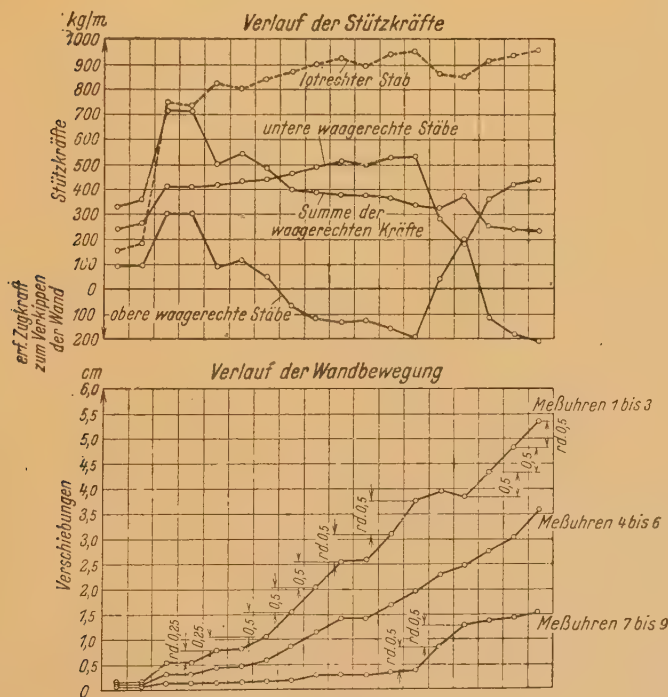
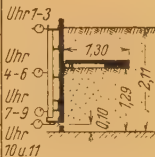


Bild 15

Die rechnerische Auswertung der Versuchsergebnisse mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen für den Zustand des Selbsttragens zeigte außerdem, daß der Erddruck $E_a R$ im Mittel in $\frac{2}{3} h$ (h = untere Wandhöhe) zur Wirkung kam.

Nach den Ergebnissen der durchgeführten Versuche und Rechnungen kann über die Reibungsverankerung von Stützwänden gesagt werden:

1. Eine wirksame Reibungsverankerung wird erreicht, auch wenn die Platte in dem Keil zwischen natürlicher Böschung und der Gleitlinie nach *Coulomb* für unbelastetes

Erdreich endet. Jedoch ist es notwendig, daß zwischen dieser Gleitlinie und dem Auflager der Platte ein genügend breiter Streifen verbleibt (etwa $\frac{1}{4}$ der Auflagerbreite).

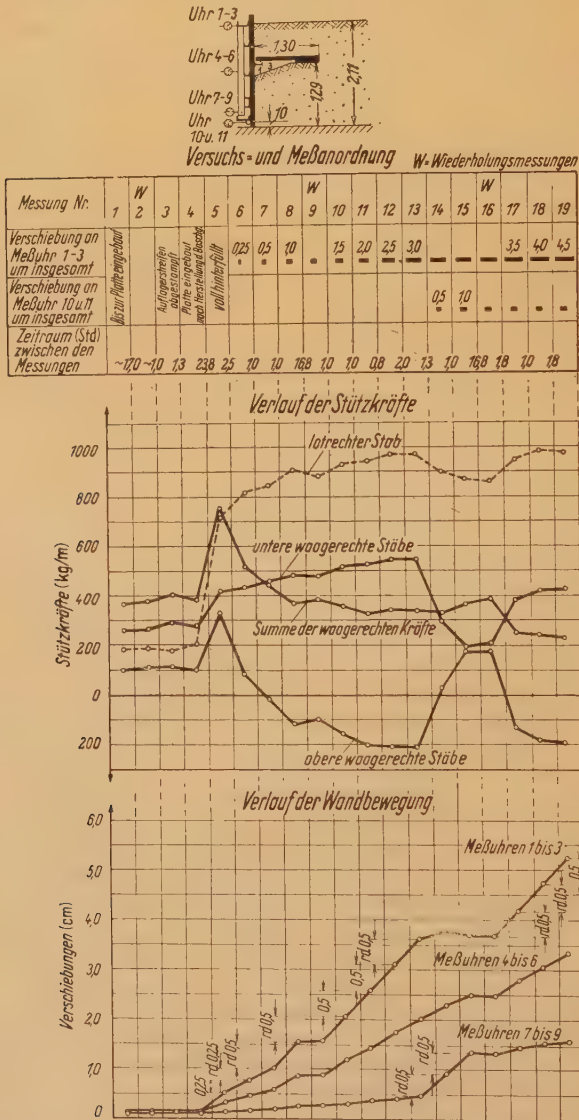


Bild 16

- Derart angeordnete Schlepp-Platten kommen schon nach kleinen Bewegungen zum Tragen (etwa $= 0,001$ bis $0,005$ der vollen Wandhöhe). Diese sind nicht größer, sondern eher kleiner als die, die an unverankerten Wänden zum Auslösen des *Coulomb'schen* Erddrucks notwendig sind (etwa $= 0,01$ bis $0,02 h$).
- Bei der Berechnung darf bei den üblichen Längen der Schlepp-Platte die höchstzulässige Verankerungskraft nur mit $0,55 B \cdot \tau_g$ angenommen werden.

Abschließend sei betont, daß sich die vorstehenden Betrachtungen ausschließlich mit den sich aus den Versuchen ergebenden erdstatischen Fragen beschäftigt haben. Sie haben zu dem Ergebnis geführt, daß die Gitterwand als ein Konstruktionselement

neben den bekannten anderen anzusehen ist. Ob sie diesen auch in konstruktiver Hinsicht gleichkommt und ob sie mit ihnen wirtschaftlich in Konkurrenz treten kann bzw. bei welchen Verhältnissen, ist eine andere Frage, die außerhalb dieses Themas

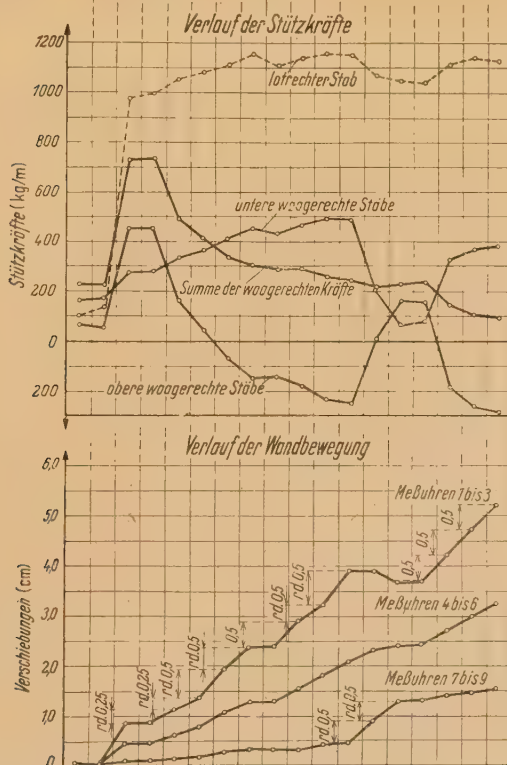
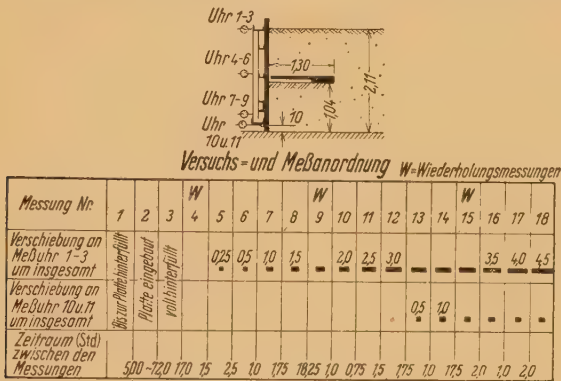


Bild 17

liegt. Jedoch erscheint es wichtig, darauf hinzuweisen, daß die Anwendung des Verfahrens eine unter allen Umständen sichere Gründung der Schlepp-Platte auf einwandfreiem, genügend tragfähigem Untergrund voraussetzt. Es muß nicht nur die Grundbruchsicherheit des flach gegründeten Auflagers und die Standsicherheit der unter Umständen vor diesem angeordneten Böschung durch eine nicht zu hohe Bodenpressung gewährleistet sein, sondern es muß auch Sicherheit darüber bestehen, daß der Reibungswiderstand des Bodens nicht durch schwankende Wasserstände, Sickerströmungen oder Erschütterungen beeinträchtigt wird.

Über das Verhalten von Pfahlgründungen bei Schwingungserregung

Von Dr.-Ing. Günther Brandes.

1. Vorbemerkungen

Die nachstehende Abhandlung ist ein Auszug aus dem 1. Teil der gleichnamigen Dissertation des Verfassers. Es werden einige Versuchsreihen beschrieben und ausgewertet, die 1942 und 1943 auf einer Großbaustelle durchgeführt wurden, auf der viele Maschinen, vor allem liegende Kolbenmaschinen mit besonders großen freien Massenkräften, auf Pfählen gegründet werden mußten. Die Versuche sollten Aufschluß geben über das voraussichtliche Verhalten der Pfahlgründungen gegenüber der Schwingungserregung durch die Maschinen. Ihre Ergebnisse erlaubten eine wesentliche Verringerung der Pfahlanzahl im Verhältnis zur ursprünglichen Planung. Obwohl die Versuche 10 Jahre zurückliegen und sich im wesentlichen auf die durch die örtlichen Verhältnisse gestellte Aufgabe beschränken mußten, dürfte die Abhandlung auch heute noch ein allgemeines Interesse beanspruchen. Baustellenversuche sind nun einmal um ein Vielfaches kostspieliger als Modellversuche und werden daher selten ausgeführt.

Die Versuche standen unter der Leitung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. techn. Ernst Rausch, der auch Bericht bei der Dissertation des Verfassers war, Mitbericht war Herr Prof. Dr.-Ing. Arnold Agatz.

2. Zielsetzung der Versuche

Die Kräfte und Bewegungen, die in den Maschinengründungen auftreten, hängen vor allem davon ab, ob die Bauwerke infolge elastischer Lagerung Eigenschwingungen haben, und von deren Form, Frequenz und Dämpfung. Die Form der Schwingungen ist von der gesamten Anordnung der Gründung, die Frequenz von ihrer Steifigkeit gegenüber Bewegungen abhängig. Im vorliegenden Falle konnten die Fundamente selbst als absolut starr gegenüber der Erregung durch die langsam laufenden Maschinen betrachtet werden. Es war daher zu klären, ob und in welcher Weise die Pfahlgründung als elastische Lagerung der Fundamente und Maschinen wirkt. Die Versuche sollten daher folgende Fragen beantworten:

- a) Verhalten sich Pfahlgründungen starrer Baukörper in lotrechter oder waagerechter Richtung wie elastische Federungen?
- b) Wenn ja, wie groß ist ihre Steifigkeit in lotrechter oder waagerechter Richtung?
- c) Wie groß ist die Dämpfung, die bei Schwingungserscheinungen in lotrechter oder waagerechter Richtung auftritt?

3. Anordnung und Durchführung der Versuche

Bei allen Versuchen wurden blockförmige Stahlbetonfundamente auf 2—4 Pfähle gegründet und auf diese Fundamente eine Maschine mit regelbarer Drehzahl gestellt, die je nach Einstellung lotrechte oder waagerechte, sinusförmige dynamische Kräfte auf das Fundament abgab. Die Versuche wurden von der Fa. Baugrund G.m.b.H. in Berlin durchgeführt. Zur Erregung der dynamischen Kräfte dienten die bekannten Rüttelmaschinen der Fa. Losenhausen-Werk, wie sie auch zur dynamischen Baugrunduntersuchung benutzt werden. Die Maschinen wurden zum Teil über elastische Wellen durch Benzinmotoren, zum Teil durch fest anmontierte Elektromotoren angetrieben. Die von den Rüttelmaschinen ausgeübten Kräfte sind in Abhängigkeit von der Maschineneinstellung und der Maschinendrehzahl in Bild 14 aufgetragen. Da es sich um Fliehkräfte handelt, die von ausmittig gelagerten, umlaufenden Gewichten ausgeübt werden, wachsen diese mit der Maschinendrehzahl parabolisch an. Die Ausbildung der Fundamente und die Anordnung der Pfähle zeigen für die Versuchsreihe A die Bilder 2—4, für die Versuchsreihe B die Bilder 2, 5 und 6, für Versuchsreihe C die Bilder 7—9 und für Versuchsreihe

Die Bilder 11—13. Die Pfähle sind bei den Reihen A—C rundstahlbewehrte Franki-Pfähle mit einem mittleren Querschnitt nach Bild 1, bei Reihe D rundstahlbewehrte Preßbeton-Bohrpfähle. System Wolfsholz mit einem mittleren Querschnitt nach Bild 10.

Der Baugrund besteht bei den Versuchsreihen A, B und C aus einer etwa 14 m starken Schicht Mehlsand, auf die eine Schicht festgelagerter Grobkies von großer Mächtigkeit folgt. Die unteren 2,0—4,0 m des Mehlsandes sind mit Ablagerungen von Torf und Holzkohle durchsetzt. Die oberen rd. 4,0 m des Baugrundes wurden im Bereich der Gebäude ausgehoben und die Pfähle von dieser Höhe gerammt. Länge der Pfähle etwa 13,0 m.

Bei der Versuchsreihe D besteht der Baugrund aus einer etwa 3,50 m starken Schicht Lehm, darunter folgt Grobsand von großer Mächtigkeit. Länge der Pfähle etwa 8,0 m.

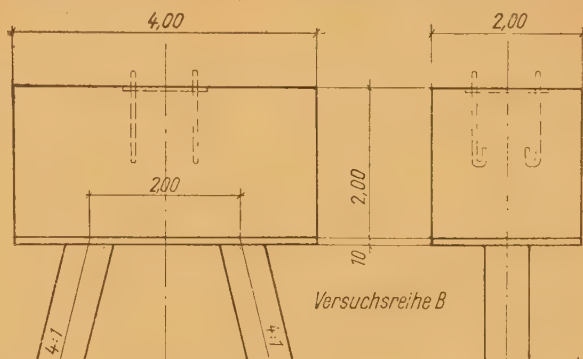
Die Größe der Versuchsfundamente (Betonblöcke) wurde so gewählt, daß die Belastung jedes Pfahles wesentlich größer war als sein



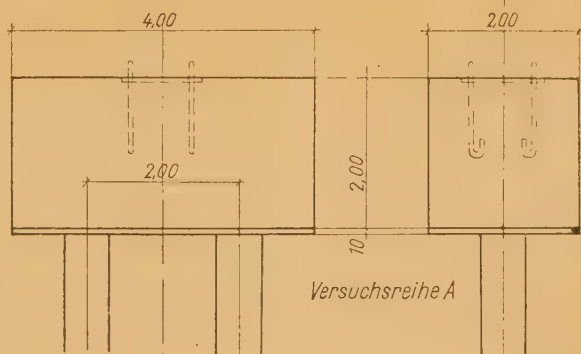
Bewehrung:

längs: $8 \phi 16 \text{ mm}$

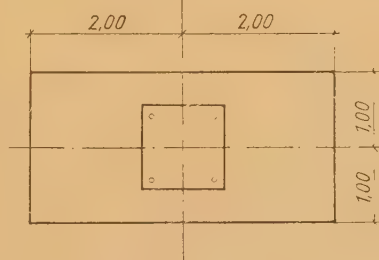
Spirale: $\phi 5 \text{ mm}$, $a = 15 \text{ cm}$



Versuchsreihe B



Versuchsreihe A



Grundriss für beide Fundamente

Bild 2 (unten): Grundriß der Fundamente zu den Versuchsreihen A und B

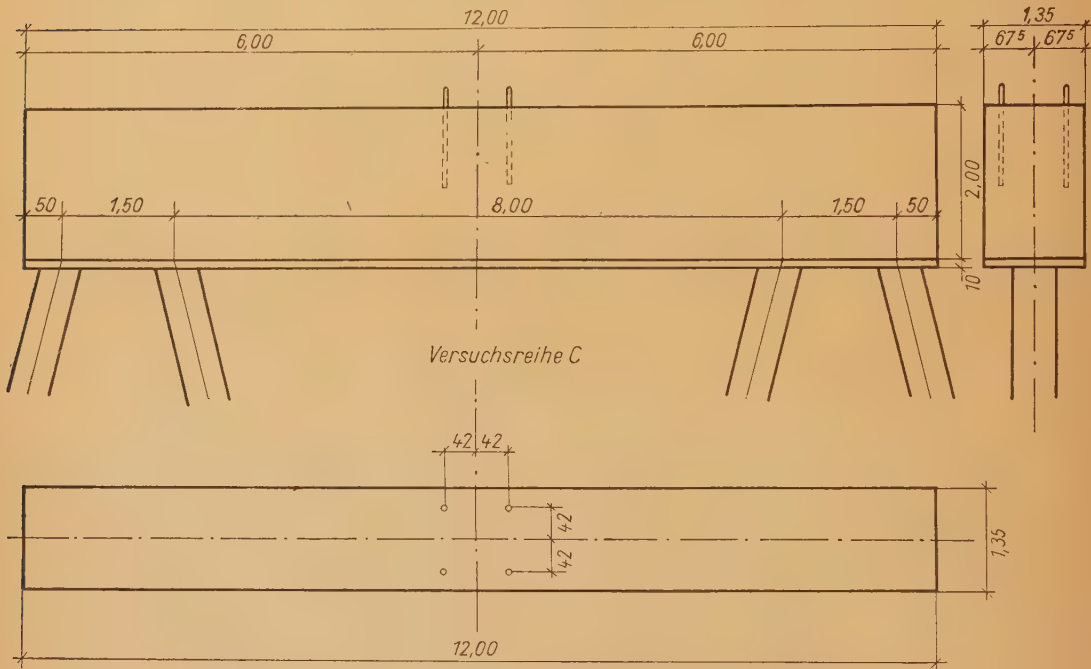
Bild 1: Pfahlquerschnitt zu den Versuchsreihen A, B und C

Bilder 3 und 4 (Mitte): Aufrisse des Fundamentes zur Versuchsreihe A
Bilder 5 und 6 (oben): Aufrisse des Fundamentes zur Versuchsreihe B

Eigengewicht. Damit ist eine grundsätzliche Übereinstimmung zwischen Versuchskörper und Bauwerk gegeben, auch wenn die Pfahlbelastung im Bauwerk höher ist. Es ändert sich dann nur das zahlenmäßige Verhältnis von Masse und Federung, was rechnerisch leicht zu erfassen ist, die Masse des abgefederten Baukörpers bleibt jedoch in jedem Falle groß gegenüber der — in der Rechnung vernachlässigten — Masse der Federung. Zur Messung der Schwingweiten wurde bei den Versuchsreihen A, B und D ein Geiger-scher Vibrograph, bei Reihe C ein Philips-Gerät benutzt, das genauere Ablesungen gestattete.

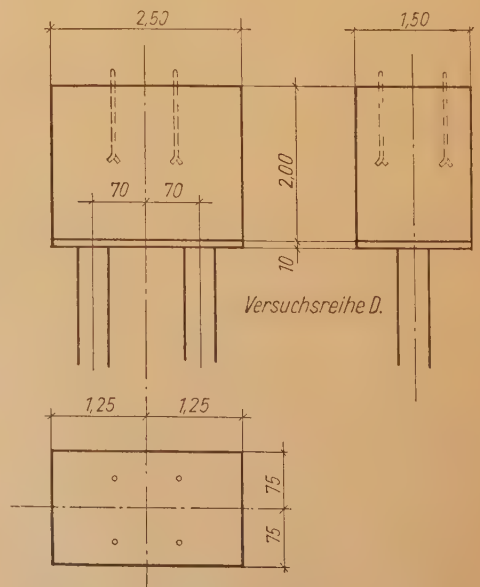
Es wird vorausgesetzt, daß bei Pfahlgründungen die Lastübertragung vorwiegend durch die Pfähle erfolgt, so daß die unmittelbare Lastübertragung vom Bauwerk in den Baugrund als geringfügig vernachlässigt werden kann. Da man es aus Sicherheitsgründen

wohl kaum wagen wird, ein dynamisch beanspruchtes Bauwerk auf eine schwimmende Pfahlgründung zu stellen, kann der übliche Fall, daß die Pfähle eine weniger tragfähige



Bilder 7—9: Grundriß und Aufrisse des Fundamentes zur Versuchssreihe C

Schicht durchfahren, um das Bauwerk auf eine darunter vorhandene festere zu stellen, als gegeben betrachtet werden. Nach dem Rammen oder Bohren der Pfähle werden die Baulasten allmählich und stufenweise aufgebracht, so daß beim Aufbringen des größten Teiles der Lasten schon eine Konstruktion vorhanden ist, die diese auf die Pfähle überträgt. Bei Betonfundamenten z. B. setzt sich nur die zuerst eingebrachte, unterste Betonschicht unmittelbar auf den Baugrund ab, alle folgenden Schichten liegen dann infolge der Erhärtung der untersten Schicht auf den Pfählen auf, da diese viel unnachgiebiger sind als der Bau-



Bilder 11—13: Grundriß u. Aufrisse des Fundamentes zur Versuchssreihe D



Bewehrung:
längs: $8 \phi 14 \text{ mm}$
Spirale: $\phi 5 \text{ mm}$, $s = 15 \text{ cm}$

Bild 10: Pfahlquerschnitt zur Versuchssreihe D

grund der oberen Schichten. Die oben angegebene Voraussetzung ist also berechtigt. Daraus folgt, daß auch bei waagerechten Kräften der wesentliche Anteil durch die Pfähle und nur ein kleiner Teil unmittelbar durch Sohlenreibung übertragen wird.

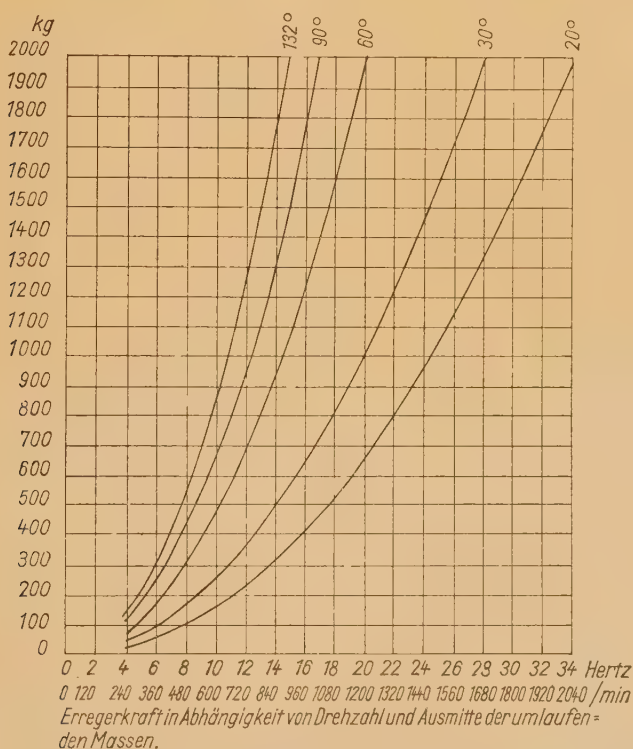


Bild 14: Erregerkraft der Rüttelmaschine in Abhängigkeit von Drehzahl und Maschineneinstellung

Die Versuchsfundamente wurden auf dem Baugrund betoniert. Da es nicht unwahrscheinlich ist, daß sich am Bauwerk bei längerer Einwirkung der dynamischen Kräfte der Baugrund zummenrüttelt, wurden alle Versuche, um auch für diesen Zustand Anhaltspunkte zu bekommen, nach Freilegung der Fundamentsohle wiederholt, so daß die Reibung zwischen Fundament und Baugrund in Fortfall kam. Die Sohle wurde so freigelegt, daß um das Fundament der Boden etwa 10 cm tiefer als Fundament-Unterkante ausgehoben und dann durch Stochern mit Rundeisen ein Spalt unter dem Betonblock freigelegt wurde.

4. Meßergebnisse der Versuche

a) Meßergebnisse der Reihe A

a) Rüttelversuche.

Die bei waagerechter Erregung gemessenen Schwingweiten — Ausschläge aus der Ruhelage, nicht Doppelamplituden — sind in Bild 15—18 für die Versuchsreihe A dargestellt. Sämtliche Kurven zeigen ausgeprägte Resonanzstellen bei geringer Dämpfung. In den Abszissen der Bilder ist die Frequenz der Erregerkraft (Drehzahl der Maschine) aufgetragen, in den Ordinaten die Schwingweite des Fundamentkörpers in Richtung der Erregerkraft.

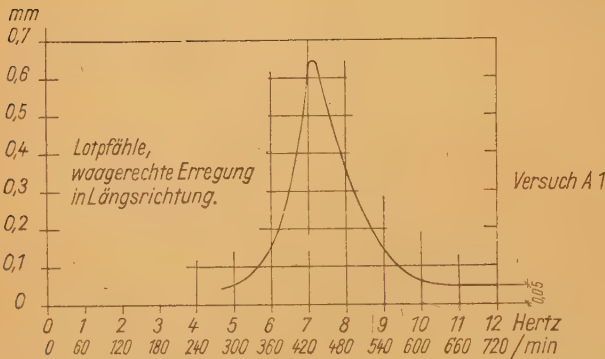


Bild 15: Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz.
Versuch A. 1

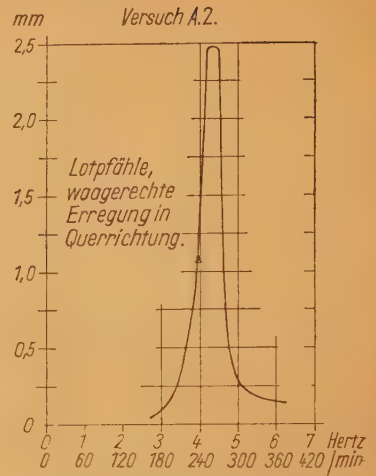


Bild 16: Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz.
Versuch A. 2

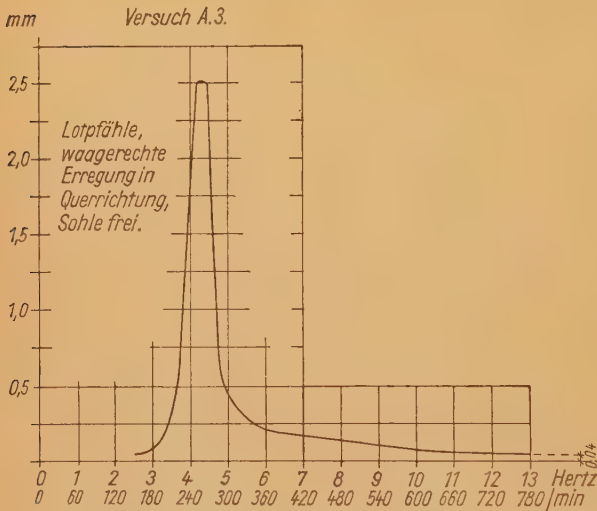


Bild 17: Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz.
Versuch A. 3

Bei den Versuchen A. 2 und A. 3 ist infolge der Neigung der Pfahlköpfe der Ausschlag des oben auf der Maschine montierten Meßgerätes M größer als der des Massenschwerpunktes S (vgl. Bild 26). Eine hier aus Platzgründen nicht wiedergegebene Rechnung ergibt

$$\delta_w \approx \sim 0,6 \cdot \delta_M$$

Bei Erregung in lotrechter Richtung ergaben sich bis zu einer Erregerschwingzahl von 45 Hertz, die bei Antrieb durch den Benzinmotor nicht überschritten

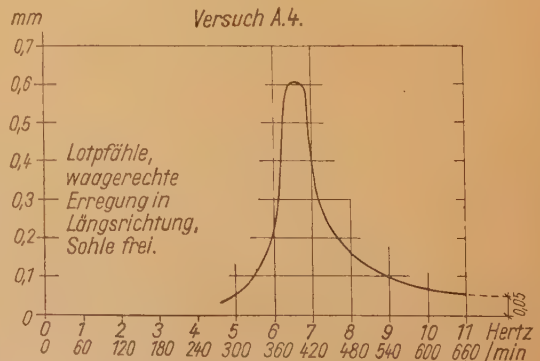


Bild 18: Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz. Versuch A. 4

Versuch A. 1 (Bild 15)
Fundament auf dem Baugrund.
Erregung waagerecht in Längsrichtung.
Maschineneinstellung 132°.

Versuch A. 2 (Bild 16)
Fundament auf dem Baugrund.
Erregung waagerecht in Querrichtung.
Maschineneinstellung 90°.

Versuch A. 3 (Bild 17)
Freigelegte Fundamentsohle.
Erregung waagerecht in Querrichtung.
Maschineneinstellung 90°.

Versuch A. 4 (Bild 18)
Freigelegte Fundamentsohle.
Erregung waagerecht in Längsrichtung.
Maschineneinstellung 90°.

werden konnte, keine ausgeprägten Resonanzstellen. Die gemessenen Schwingweiten sind bei allen Versuchen mit lotrechter Erregung sehr klein und liegen unterhalb bzw. im Bereich der unteren Anzeigegrenze des Schreibgerätes. Sie können daher nicht dargestellt werden.

β) Dynamische Bodenuntersuchung.

In Höhe der Pfahlköpfe ist im Abstand von wenigen Metern von den Versuchspfählen eine dynamische Bodenuntersuchung mit dem gleichen Gerät durchgeführt worden. Diese ergab bei einer Auflagerfläche von $1,0 \text{ m}^2$ Größe in Abhängigkeit von der veränderlichen ruhenden Bodenpressung σ für die Bettungsziffer C und die Schubziffer S des Bodens folgende Werte:

σ :	0,27	0,54	1,08 kg/cm^2
C :	4	8	10 kg/cm^3
S :	1	1	1 kg/cm^3

Die Bettungsziffer ist diejenige Bodenpressung (kg/cm^2), bei der eine elastische Einsenkung um $1,0 \text{ cm}$ erfolgt, die Schubziffer diejenige Schubspannung, bei der eine elastische, waagerechte Verschiebung um $1,0 \text{ cm}$ eintritt. Beide Werte wurden nicht durch statische, sondern durch dynamische Versuche gemessen. Die Werte liegen außerordentlich niedrig, wie es bei dem anstehenden Mehlsand auch nicht anders erwartet werden kann. Hierbei ist zu beachten, daß statisch ermittelte Bettungs- und Schubziffern wesentlich niedriger sind als dynamisch ermittelte, da in ihnen nicht nur die elastische, sondern auch die plastische Nachgiebigkeit des Baugrundes enthalten ist.

γ) Statische Probelastung eines Pfahles.

In der Nähe der zur Durchführung der Versuchsreihen A, B und C ausgeführten Betonblöcke wurde bei gleichen Baugrundverhältnissen ein Pfahl einer statischen Probebe-

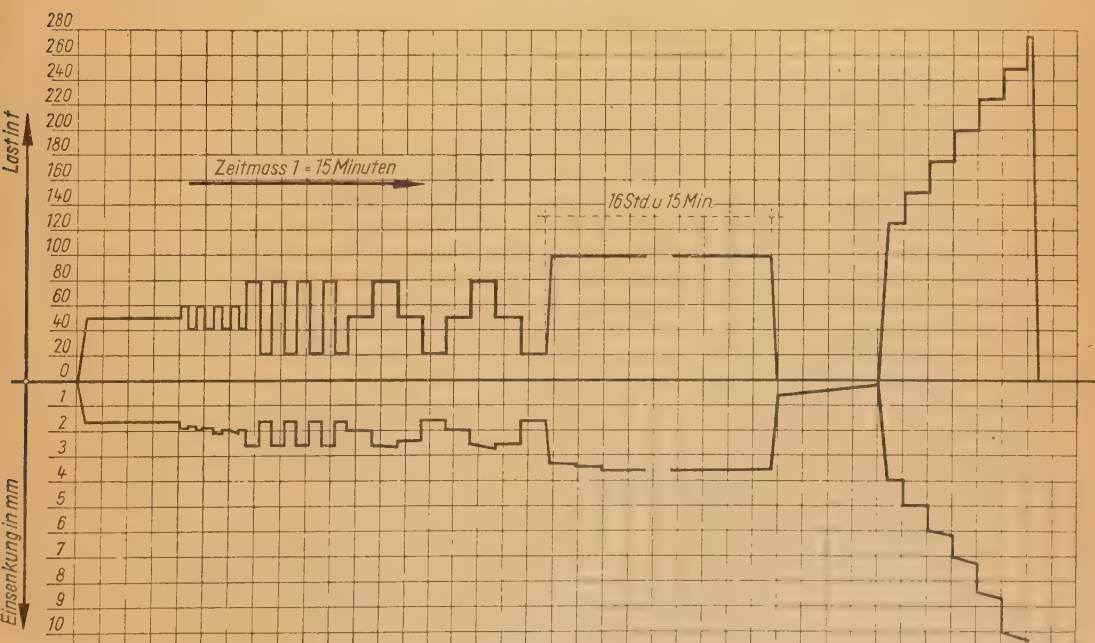


Bild 21: Probelastung eines Franki-Pfahles. — Last-Zeit-Linien und Einsenkung-Zeit-Linien

lastung unterworfen. Um Unterlagen darüber zu erhalten, wie weit die Einsenkung des Pfahles seiner Belastung verhältnismäßig (Hooke'sches Gesetz) ist, wurden die Einsen-

kungen nicht nur bei der Höchstbelastung von 275 t, sondern von 100 t an aufwärts alle 25 t gemessen, außerdem wurden bei einer Grundbelastung von 50 t Wechselbelastungen von ± 10 t und ± 30 t aufgebracht, die in Abständen von 5 bzw. 15 Min. wechselten. Die Ergebnisse dieser Probelastung sind in Bild 21 aufgetragen. Sie wurde so durchgeführt, daß ein mit Kies beladener Kasten von rd. 300 t Gewicht, der seitlich des Pfahles auf Schwellenstapeln abgesetzt war, durch eine auf den Pfahlkopf gesetzte Druckpresse angehoben wurde.

b) Meßergebnisse der Reihe B

Die bei waagerechter Erregung gemessenen Schwingweiten sind in Bild 19 und 20 für die Versuchsreihe B dargestellt. Beide Kurven zeigen ausgeprägte Resonanzstellen bei geringer Dämpfung.

Versuch B.1 (Bild 19)

Fundament auf dem Baugrund.

Erregung waagerecht in Längsrichtung.

Maschineneinstellung 90° .

Versuch B.2 (Bild 20)

Freigelegte Fundamentsohle.

Erregung waagerecht in Längsrichtung.

Maschineneinstellung 60° .

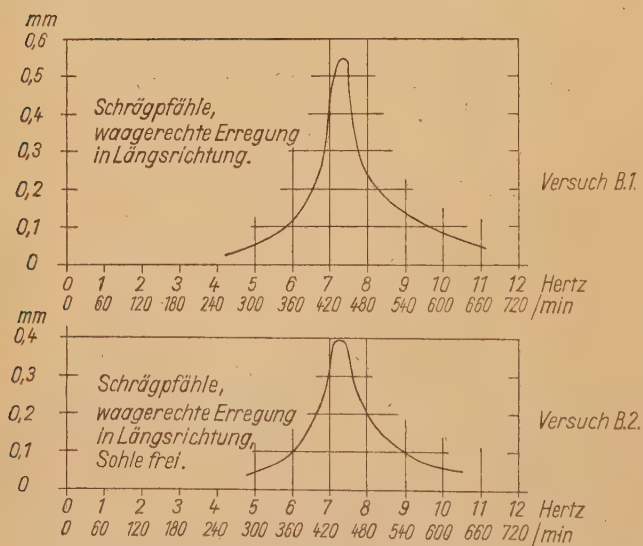


Bild 19: Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz.
Versuch B.1

Bild 20: Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz.
Versuch B.2

Es ist auffällig, daß bei Erregung in waagerechter Richtung die Resonanzstellen der Versuchsreihe B (Schrägpfähle 4:1) etwa bei den gleichen Erregerfrequenzen liegen wie bei der Versuchsreihe A (Lotpfähle), wie aus einem Vergleich von Bild 15 und 18 mit Bild 19 und 20 hervorgeht. Offenbar hat sich der in waagerechter Richtung versteifende Einfluß des Pfahlblockes nicht ausgewirkt. Diese Erscheinung ist so zu erklären, daß sich bei Versuchsreihe B nicht waagerechte Verschiebungsschwingungen, sondern Pendelschwingungen um den Schnittpunkt der Pfahlachsen ausgebildet haben. Für diese ist aber,

ebenso wie bei waagerechten Verschiebungsschwingungen auf Lotpfählen, der Biege- widerstand der im Boden verspannten Pfähle maßgebend. Diese Pendelschwingungen können mit Sicherheit vermieden werden, wenn man mindestens 2 Pfahlböcke hintereinander anordnet und steif miteinander verbindet. Für die weiteren Überlegungen werden daher die bei waagerechter Erregung aus der Versuchsreihe B gewonnenen Ergebnisse nicht berücksichtigt, vielmehr wird die als Ersatz hierfür durchgeführte Versuchsreihe C ausgewertet.

Bei lotrechter Erregung gilt das für Versuchsreihe A Gesagte. Auch hier sind die gemessenen Schwingweiten sehr gering. Nur zeigte sich im Bereich von 15—23 Hertz ein noch deutlich erkennbares Ansteigen der Schwingweiten, also eine Resonanzstelle bei etwa 19 Hertz. Aber selbst in dieser Resonanz ist bei einer Maschineneinstellung 26° die größte Schwingweite rd. 0,05 mm, also sehr gering. Wie bereits in Abschnitt 4. a. α gesagt, ist der Geigersche Vibrograph so unempfindlich, daß dieser Messung keine Bedeutung beigelegt werden kann. Es ist ferner möglich, daß es sich um eine Resonanzerscheinung innerhalb der Maschine oder der auf dem Fundament sich bewegendes Maschine gehandelt hat, die der mit der Maschine — nicht mit dem Fundament — fest verschraubte Vibrograph aufgezeichnet hat.

e) Meßergebnisse der Reihe C

a) Rüttelversuche.

Die gemessenen Schwingweiten bei den Versuchen C. 1 und C. 2 sind in Bild 24 dargestellt. Die Kurven der Versuche, die mit waagerechter Erregung in Längsrichtung des Fundamentkörpers durchgeführt wurden, zeigen ausgeprägte Resonanzstellen, wenn sie auch keinen so steilen Anstieg und Abfall haben wie die der Versuchsreihen A und B.

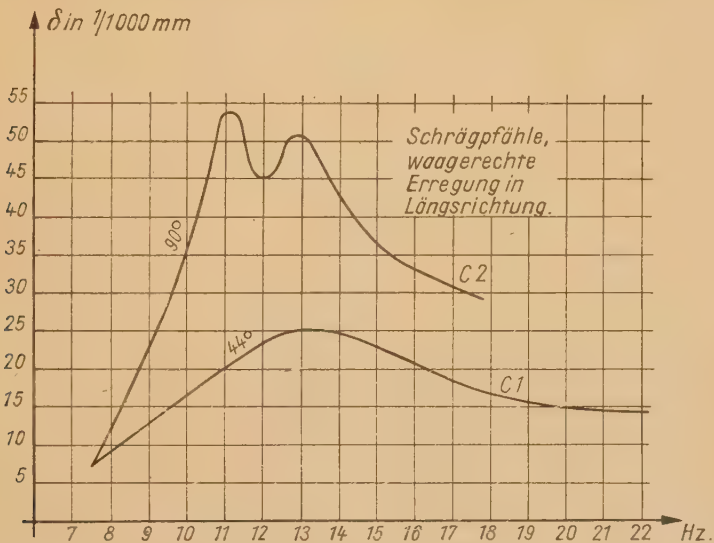


Bild 24: Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz. — Versuche C. 1 und C. 2

Versuch C. 1:

Freigelegte Fundamentsohle.
Erregung waagerecht in Längsrichtung.
Maschineneinstellung 44° .

Versuch C. 2:

Freigelegte Fundamentsohle.
Erregung waagerecht in Längsrichtung.
Maschineneinstellung 90° .

β) Ergebnis eines ergänzenden Versuches.

Um einen Kontrollwert für die aus den Rüttelversuchen erhaltene Eigenschwingzahl des Versuchskörpers in waagerechter Richtung zu erhalten, sollte der Fundamentblock

waagrecht in seiner Längsachse angestoßen und der nun folgende Vorgang des Ausschlagens durch einen Meßstreifen aufgezeichnet werden.

Zur Aufzeichnung der Schwingungen wurde ein Geigerscher Vibrograph auf den Block gestellt, der Stoß wurde dadurch hervorgerufen, daß ein schwerer Balken von 6 Männern gegen den Block geschleudert wurde. Offenbar war aber die Masse des Blockes (Gewicht 80 t) gegenüber derjenigen des Balkens zu groß, so daß auf dem Meßstreifen das Ausschlagen nur undeutlich zu sehen war.

Der Stoß wurde nun durch die Entzündung einer Sprengladung von 500 g Gelatine-Donarit erzeugt, die unverdämmt in der Mitte einer Schmalseite des Blockes aufgehängt wurde (vgl. Bild 7—9). Hierbei zeichnete sich auf dem Meßstreifen nach dem Stoß eine deutlich erkennbare Wellenlinie ab.

Bei allen drei Versuchen — der Stoß mit dem Balken wurde zweimal ausgeführt — ergab sich die Länge einer Periode der Wellenlinien zu etwa 8,0 mm. Bei einer Laufgeschwindigkeit des Meßstreifens von 91,5 mm/sec ergibt sich daraus die Frequenz der Eigenschwingungen zu $\frac{91,5}{8,0} = 11,4$ Hz.

d) Meßergebnisse der Reihe D

Die gemessenen Schwingweiten bei den Versuchen D.1—D.4 sind in Bild 22—23 dargestellt. Für die Versuche mit waagerechter Erregung (D.2 und D.4) zeigen sich wiederum ausgeprägte Resonanzstellen bei geringer Dämpfung. Für die Versuche mit lotrechter Erregung (D.1 und D.3) fehlen Resonanzstellen.

Versuch D.1 (Bild 22).

Fundament auf dem Baugrund.

Erregung lotrecht.

Maschineneinstellung 30°.

Versuch D.2 (Bild 22).

Fundament auf dem Baugrund.

Erregung waagrecht in Längsrichtung.

Maschineneinstellung 20°.

Versuch D.3 (Bild 23).

Freigelegte Fundamentsohle.

Erregung lotrecht.

Maschineneinstellung 30°.

Versuch D.4 (Bild 23).

Freigelegte Fundamentsohle.

Erregung waagrecht in Längsrichtung.

Maschineneinstellung 20°.

5. Angabe einiger Festwerte der Pfähle

Elastizitätsmodul für Stahl

$$E_{St} = 21 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

Elastizitätsmodul für Beton

$$E_B = 3 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Pfahlquerschnitte ergeben sich hiernach und nach Bild 1 und 10 folgende Werte:

	Pfähle der Reihen	
	A, B und C	D
Ideeller Betonquerschnitt	2 550 cm ²	1 330 cm ²
Ideelles Beton-Trägheitsmoment	500 000 cm ⁴	135 000 cm ⁴
Ideelles Beton-Widerstandsmoment	17 900 cm ³	6 750 cm ³

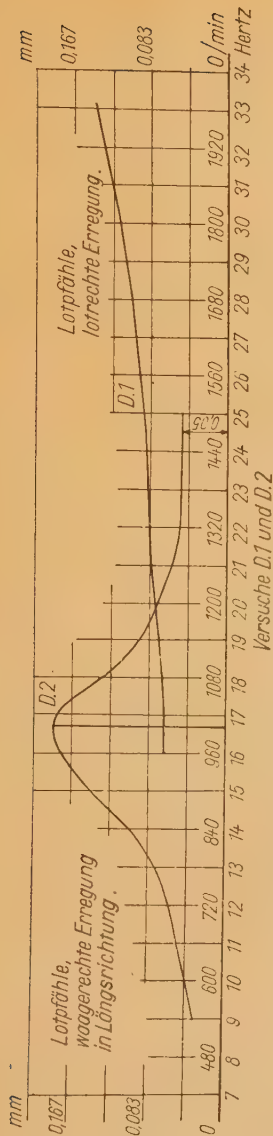


Bild 22: Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz. — Versuche D. 1 und D. 2

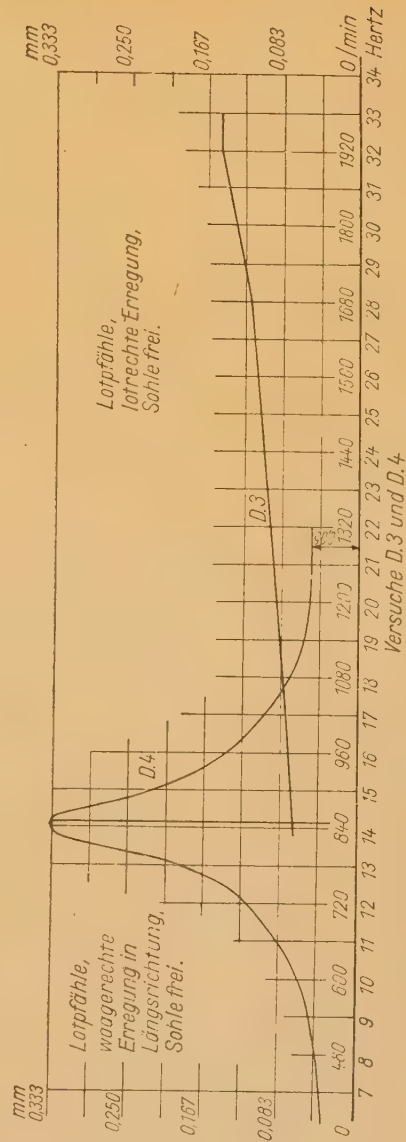


Bild 23: Schwingungsausschläge in Abhängigkeit von der Frequenz. — Versuche D. 3 und D. 4

6. Das Verhalten einer Lotpfahlgründung bei dynamischer Erregung in waagerechter Richtung

a) Betrachtung über das elastische Verhalten der Pfahlgründung bei Erregung in waagerechter Richtung

Eine Betrachtung der bei den Versuchsreihen A und D aufgezeichneten Kurven der Schwingweiten (Bild 15, 16, 17, 18, 22 u. 23) zeigt, daß bei waagerechter Erregung des Fundamentblocks die Pfähle nach Bild 26 und 27 als Federn wirken, auf denen die Fundamentmasse schwingt. Die Berechtigung dieser Betrachtungsweise kann man durch folgende Überlegung nachweisen:

Ein federnd gelagerter Körper, dessen Eigenschwingzahlen tief unter der Frequenz einer auf ihn einwirkenden harmonischen Erregungskraft liegen, hat annähernd die gleichen Schwingweiten wie ein frei im Raum schwebender Körper. Wächst die Erregerkraft — wie es bei den zu den Versuchen verwandten Rüttelmaschinen der Fall ist — mit dem Quadrat ihrer Frequenz, so sind die Schwingweiten von der Frequenz unabhängig, sind also unter sonst gleichen Bedingungen und wechselnder Frequenz konstant (vgl. Rausch „Maschinenfundamente ...“, 2. Teil, Gleichung 147 [5]). Bei federnd gelagerten Körpern, die durch harmonische Erregerkräfte mit wachsender Frequenz und quadratisch wachsender Größe beansprucht werden, müssen also nach Durchlaufen der Resonanz mit wachsendem Abstand zwischen Eigenfrequenz und Erregerfrequenz die Schwingungsausschläge (Amplituden) einem konstanten Wert zustreben.

Die Bilder 15, 16, 17, 18, 22 und 23 zeigen die asymptotische Annäherung der Amplitudenwerte an solche Festwerte bei wachsender Frequenz. Die zahlenmäßige Untersuchung — hier aus Platzmangel fortgelassen — ergibt gute Übereinstimmung zwischen den errechneten und den gemessenen Amplituden.

b) Resonanzbeiwert und Dämpfung

Zur Charakterisierung der bei den Schwingungen auftretenden Dämpfung wird das logarithmische Dekrement der Dämpfung ϑ errechnet. Es ist

$$\vartheta = \ln \frac{a_n}{a_{n+1}},$$

wobei a_n und a_{n+1} die zur n -ten und zur $(n+1)$ -ten Schwingung gehörenden Amplituden sind. Bei einer — tatsächlich niemals vorhandenen — ungedämpften Schwingung würden im Resonanzzustand die Amplituden unendlich groß werden. Der Schwingungsbeiwert ν , der die Vergrößerung der federnden Bewegung aus dynamischer Kraftwirkung gegenüber der Bewegung infolge einer gleich großen statischen Kraft ausdrückt, wird im Resonanzfalle zum Resonanzbeiwert ν_r , der mit dem logarithmischen Dekrement der Dämpfung durch die Beziehung $\nu_r = \frac{\pi}{\vartheta}$ verbunden ist (vgl. Rausch „Maschinenfundamente ...“, 1. Teil [5]). Es ist also bei großer Dämpfung der Resonanzbeiwert klein und umgekehrt. Aus den Versuchsergebnissen lassen sich die Werte ν_r und ϑ errechnen. Sie ergeben sich wie folgt:

Versuch	Erregungsart	ν_r	ϑ
A. 1	waagrecht längs	11,7	0,27
A. 4	„ längs	14,0	0,225
A. 2	„ quer	34,0	0,055
A. 3	„ quer	34,0	0,055
D. 2	„ längs	8,7	0,36
D. 4	„ längs	11,6	0,27

Für die Fälle A. 4 und D. 4, Schwingungen in waagerechter Richtung bei freigelegter Sohle, ergeben sich trotz des völlig verschiedenen Baugrundes etwa gleiche Werte für ϑ . Für die Fälle A. 1 und D. 2, gleiche Anordnungen wie A. 4 bzw. D. 4, aber nicht freigelegte Sohle, ist die Dämpfung infolge der nun auftretenden Sohlenreibung größer. Das stärkere Ansteigen der Dämpfung bei Versuch D. 2 ist so zu erklären, daß der wesentlich steifere Baugrund der Versuchsreihe D eine größere Sohlenreibung ausübt als der des Versuches A. 4.

Auffallend ist der hohe Resonanzbeiwert $\nu_r = 34,0$ für die Versuche A. 2 und A. 3, waagerechte Erregung in Querrichtung. Die Dämpfung der Schwingungen setzt sich zusammen aus dem Dämpfungsanteil der Pfähle und dem der mitschwingenden Baugrundschichten. Mit Sicherheit ist die Dämpfung im Baugrund wesentlich größer als in den Stahlbetonpfählen. Es ist daher anzunehmen, daß bei waagerechter Erregung in Querrichtung (Bild 26) der Anteil des Baugrundes an der Dämpfung der Schwingungen geringer ist als bei waagerechter Erregung in Längsrichtung (Bild 27). Bei waagerechter Erregung in Längsrichtung nehmen infolge Parallelführung der Pfahlköpfe die Schwingweiten an den Pfahlköpfen nach unten an den Pfahlschäften nur wenig ab, bei waage-

rechter Erregung in Querrichtung dagegen tritt infolge der Neigung der Pfahlköpfe eine starke Abnahme der Schwingweiten von den Pfahlköpfen nach unten zu ein. Der Baugrund wird also bei waagerechter Erregung in Längsrichtung bis in größere Tiefe mitschwingen als bei waagerechter Erregung in Querrichtung. Dadurch wird die obige Annahme unterstützt, daß bei waagerechter Erregung in Querrichtung der Anteil des Baugrundes an der Dämpfung der Schwingungen geringer ist als bei waagerechter Erregung in Längsrichtung.

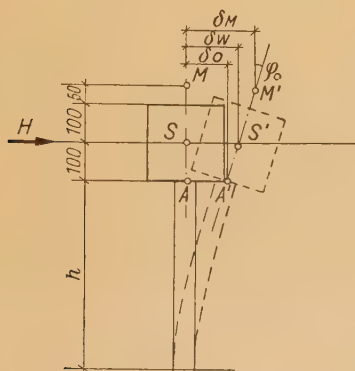


Bild 26: Verschiebung und Verdrehung der Versuchsfundamente bei Erregung in Fundamentquerrichtung

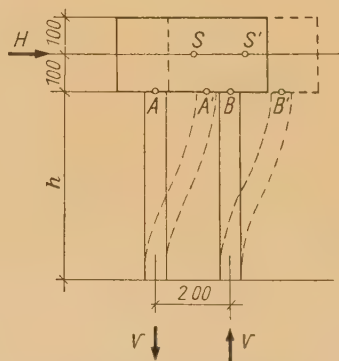


Bild 27: Parallelverschiebung der Versuchsfundamente bei Erregung in Fundamentlängsrichtung

c) Die Verspannung der Pfähle im Baugrund

Es wurden eingehende Untersuchungen angestellt, ob sich auf Grund der Versuchsergebnisse etwas über die Verspannung der Pfähle im Baugrund und die Verteilung der waagerechten Reaktionskräfte des Baugrundes am Pfahl aussagen läßt. Hierzu wurden verschiedene Annahmen über die Art der Verspannung der Pfähle im Boden gemacht und dann aus den Versuchsergebnissen die entsprechenden Bodenkennzahlen ermittelt. Wenn man dieses Verfahren bei verschiedenen Versuchen an den gleichen Pfählen anwendet, so muß man ungefähr gleiche Werte für die Bodenkennzahlen erhalten, sofern die gemachten Annahmen der Wirklichkeit nahe kommen. Zu diesen vergleichenden Untersuchungen wurden die Versuche A.3 und A.4 verwandt, bei denen an den gleichen Fundamenten Rüttelversuche in Quer- und Längsrichtung bei freigelegter Fundamentsohle durchgeführt wurden. Den Untersuchungen wurden folgende Annahmen zugrunde gelegt:

Annahme a: Die Pfähle rütteln sich im oberen Bereich vom Baugrund frei — es entsteht durch das Rütteln ein Hohlraum um die Pfähle. Unterhalb dieses Bereiches sind sie fest im Baugrund eingespannt.

Annahme b: Die Pfähle werden als Balken auf elastischer Bettung betrachtet. Die Bettungsziffer C ist von der Tiefe unabhängig. $C = \text{const.}$

Annahme c: Die Pfähle werden als Balken auf elastischer Bettung betrachtet. Die Bettungsziffer ist an der Oberfläche O und nimmt mit wachsender Tiefe x parabolisch zu.

$$C_x = C_t \cdot \sqrt{\frac{x}{t}}, \text{ wobei } x = t \text{ die Tiefe des Pfahlfußes unter der Oberfläche bezeichnet.}$$

Annahme d: Die Pfähle werden als Balken auf elastischer Bettung betrachtet. Die Bettungsziffer ist an der Oberfläche O und nimmt mit wachsender Tiefe x geradlinig zu.

$$C_x = C_t \cdot \frac{x}{t}, \text{ wobei } x = t \text{ die Tiefe des Pfahlfußes unter der Oberfläche bezeichnet.}$$

Bei **Annahme a** ergibt sich die Tiefenlage der Einspannstelle der Pfähle bei Versuch A.3 zu $x = 200$ cm und bei Versuch A.4 zu $x = 370$ cm. Bei den **Annahmen b—d** ergibt sich der Verlauf der Bodenkennziffer nach Bild 28 und 29.

Man sieht aus diesen Bildern und dem rechnerischen Ergebnis unter a, daß sich für Versuch A. 3 völlig andere Werte ergeben als für Versuch A. 4. Das bedeutet, daß keine der getroffenen Annahmen auch nur annähernd der Wirklichkeit entspricht. Aus Bild 30 und 31 geht ferner hervor, daß für das rechnerische Ergebnis über die Steifigkeit der

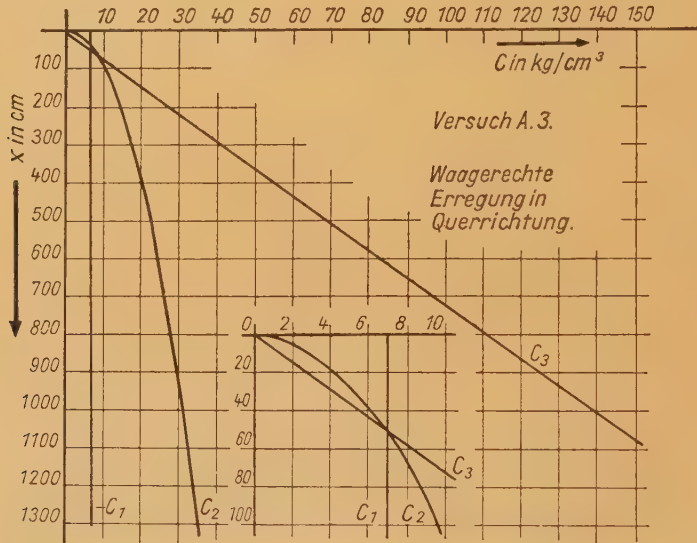


Bild 28: Bodenkennziffern C für Versuch A. 3 bei den Annahmen $C_1 = \text{const.}$, $C_2 = C_t \cdot \sqrt{\frac{x}{t}}$
 $C_3 = C_t \cdot \frac{x}{t}$
 und unten Mitte Bild 30: Einzelheit zu Bild 28

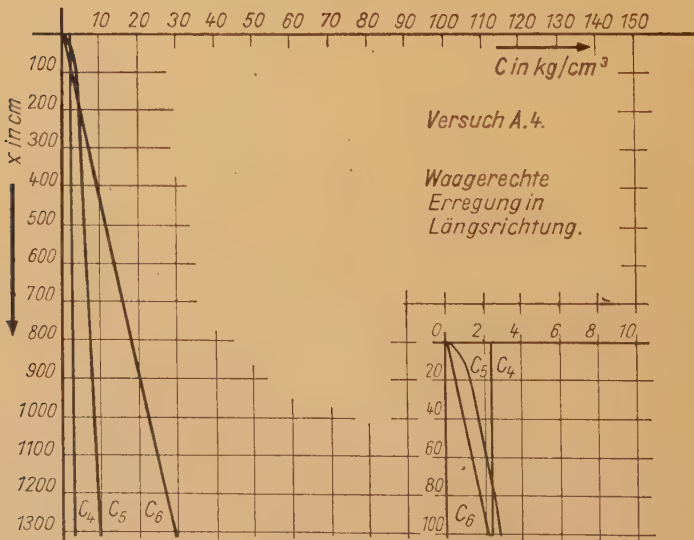


Bild 29: Bodenkennziffern C für Versuch A. 4 bei den Annahmen $C_4 = \text{const.}$,

$$C_5 = C_t \cdot \sqrt{\frac{x}{t}}, \quad C_6 = C_t \cdot \frac{x}{t}$$

und unten rechts Bild 31: Einzelheit zu Bild 29

Pfähle gegen waagerechte Kräfte der angenommene Verlauf der Bettungsziffer in den obersten Bodenschichten ausschlaggebend ist.

Die Linien C_1 , C_2 und C_3 (Versuch A. 3) zeigen sämtlich höhere Werte als die entsprechenden C_4 , C_5 und C_6 (Versuch A. 4). Es ist daher auch nicht möglich, mit einer Kombination der Linienzüge, z. B. nach Bild 32, für beide Versuche zu übereinstimmendem Verlauf der Bettungsziffer zu kommen.

Alle einigermaßen wahrscheinlichen Möglichkeiten betr. einer stetigen Änderung der Bettungsziffer mit der Tiefe sind durch die drei getroffenen Annahmen (konstant, linear zunehmend, parabolisch zunehmend bzw. eine Kombination dieser drei) mit einer solchen Genauigkeit erfaßt, daß die bei den Versuchsrechnungen (Absätze a—d) aufgetretenen großen Unterschiede nicht erklärbar sind, zumal die Ergebnisse des Versuches A. 3 bei allen Annahmen eine steifere Verspannung der Pfähle im Boden zeigen als bei Versuch A. 4. Wenn man trotzdem zu keinem befriedigenden Ergebnis der Versuchsrechnungen kommt, muß also ein grundsätzlicher Irrtum bei allen Rechnungen vorliegen. Dieser Irrtum ist — wie nachstehend gezeigt wird — in der Voraussetzung einer stetigen Änderung der Bettungsziffer von Pfahlkopf bis Pfahlfuß zu suchen.

Der Baugrund der in Rede stehenden Versuchsreihe A ist bis in 6,00 m Tiefe (vom Pfahlkopf gerechnet) vollkommen gleichmäßig und besteht aus Mehlsand. Unter dieser Tiefe eintretende Unstetigkeiten in der Bettungsziffer würden sich auf die waagerechte Pfahlfederung nicht mehr wesentlich auswirken, wie aus Bild 28 und 29 hervorgeht. Da nun der Einfluß der vermuteten Unstetigkeit recht groß ist, muß sie dort vorhanden sein, wo die waagerechte Federung des Pfahles dafür empfindlich ist. Das ist, wie oben schon vermerkt und aus Bild 30 und 31 zu ersehen, am Pfahlkopf der Fall. Hier ist auch das Auftreten einer Unstetigkeit sehr wahrscheinlich, da sich die Pfähle im Bereich dicht unter der Oberfläche des Baugrundes infolge der andauernden Schwingungsbewegungen frei rütteln müssen. Die Gründe hierfür sind folgende:

1. Da sich die Last des Versuchskörpers nur auf die Pfähle absetzt (Versuch mit freigelegter Fundamentsohle), hat der Baugrund in seinen oberen Schichten keine Belastung und daher auch nicht die Fähigkeit, waagerechte Kräfte aufzunehmen bzw. waagerechten Verschiebungen Widerstand zu leisten; er wird also von dem ausschlagenden Pfahl beiseite geschoben, ohne in seine Ausgangsstellung zurückzukehren. Das bedeutet aber, daß sich der Pfahl frei rüttelt. —
2. Die waagerechten Schwingungsausschläge der Pfähle nehmen vom Pfahlkopf nach unten ab, sind also am Pfahlkopf am größten. Daher ist die Beanspruchung des Baugrundes auf Abscheren am Pfahlkopf, wo er nach Punkt 1. am wenigsten widerstandsfähig ist, besonders hoch.
3. Bei vielen Pfahlsystemen wird eine Verdichtung des Bodens in unmittelbarer Nähe der Pfähle erreicht, die einer Vorwegnahme plastischer Vorgänge im Baugrund entspricht und ihn daher steifer macht. Diese Wirkung kann am Pfahlkopf nicht auftreten, da hier der Boden ausweicht. Daher ist in diesen Fällen ein weiterer Abfall der Widerstandsfähigkeit des Baugrundes von den unteren zu den obersten Schichten vorhanden.

Die Freirüttelung der Pfähle in den obersten Bodenschichten kann somit als recht wahrscheinlich, wenn auch nicht durch Beobachtung erwiesen, angesehen werden.

Dadurch erhält man auch eine Erklärung dafür, warum im Versuch A. 4 (Schwingungserregung in Längsrichtung) die Steifigkeit der Pfähle geringer ist, als nach Versuch A. 3 (Schwingungserregung in Querrichtung) erwartet werden muß. Da bei Versuch A. 4 (vgl. Bild 27) die Pfähle am Pfahlkopf lotrecht stehen, während sie bei Versuch A. 3 (vgl. Bild 26) während des Schwingungsausschlages geneigt sind, reicht der große Schwingungsausschlag und damit der frei gerüttelte Bereich bei Versuch A. 4 tiefer hinab als bei Versuch A. 3, wodurch die Pfahlfederung im Versuch A. 4 weicher wird.

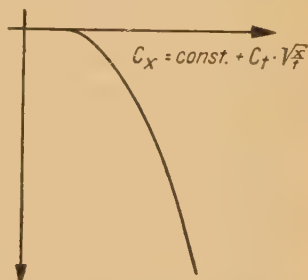


Bild 32: Verlauf der Boden Kennziffer C nach der Tiefe unter der

Annahme $C_x = \text{const.} + C_1 \cdot \sqrt{\frac{x}{t}}$

Es entsteht nun die Frage, wie man die Verspannung von Lotpfählen im Baugrund ansetzen soll, um zutreffende Ergebnisse für die waagerechte Federung von Lotpfählen auf rechnerischem Wege zu erhalten.

Dazu ist zu sagen, daß die vorliegenden Untersuchungen keine genügend breite Basis abgeben, um diese Frage beantworten zu können. Man kann jedoch folgendes aussagen:

1. Die als erste Näherung getroffene Annahme eines frei gerüttelten und damit frei stehenden, in bestimmter Tiefe fest eingespannten Pfahles wird den tatsächlichen Verhältnissen nicht gerecht.
2. Es erscheint zweckmäßig, den Pfahl als Balken auf elastischer Bettung zu betrachten. Obwohl man in der Bodenmechanik der Bettungsziffer recht mißtrauisch gegenüber steht, ist hier die Verwendung einer solchen durchaus berechtigt, da es sich nur um das elastische Verhalten des Baugrundes handelt, während plastische Erscheinungen hier nicht interessieren. Mit Rücksicht darauf, daß das Rechnungsergebnis bis auf weiteres ohnehin noch recht ungenau sein wird, und zur Vereinfachung empfiehlt es sich, mit einer konstanten Bettungsziffer zu rechnen. Bei Vorliegen erzwungener Schwingungen (Dauererregung) ist die Freirüttelung der Pfähle am Pfahlkopf zu beachten und der Beginn des Bodenwiderstandes erst unterhalb der Pfahlköpfe anzunehmen. Aus den vorliegenden Versuchen läßt sich ein Maß über die Tiefe der Freirüttelung der Pfähle noch nicht angeben.

7. Das Verhalten einer Schrägpfahlgründung bei dynamischer Erregung in waagerechter Richtung

a) Festlegung der Resonanzstelle

Bei Betrachtung von Bild 24, in dem die bei den Versuchen C. 1 und C. 2 aufgezeichneten Kurven der Schwingweiten in Abhängigkeit von den Erregerschwingzahlen dargestellt sind, fällt auf, daß die Kurve C. 2 zwei Maxima hat und daß das Maximum der Kurve C. 1 an anderer Stelle liegt als die der Kurve C. 2. Man kann zeigen, daß sich hierbei der Umstand, daß die erregende Kraft mit dem Quadrat der Erregerschwingzahl wächst, in störender Weise bemerkbar macht. Dividiert man die gemessenen Schwingweiten durch die zugehörigen Erregerkräfte, so erhält man die Schwingweiten für 1 kg Erregerkraft in Abhängigkeit von den Erregerschwingzahlen. Die so erhaltenen Kurven sind in Bild 33 dargestellt. Man sieht daraus, daß es tatsächlich nur eine Resonanzstelle

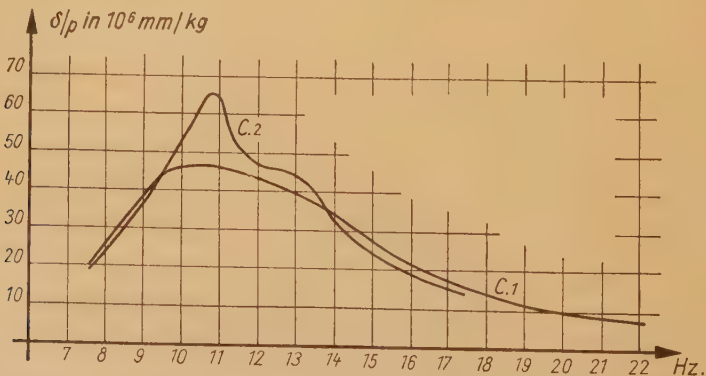


Bild 33: Schwingungsauslässe in Abhängigkeit von der Frequenz und bezogen auf eine Erregerkraft von 1 kg-Versuche C. 1 und C. 2

bei der Frequenz 11 Hz für die Erregung der Pfahlgründung in waagerechter Richtung gibt (in Übereinstimmung mit dem Ergebnis des Anstoß-Versuches nach Abschnitt 4. c. β). Bei vollkommen elastischem Verhalten der Pfahlgründung müßten sich die aus den Versuchen C. 1 und C. 2 gewonnenen Kurven von Bild 33 decken. Die Differenz der beiden Kurven im Resonanzbereich erklärt sich zum großen Teil daraus, daß bei Ver-

such C. 2 mehr Zwischenpunkte abgelesen wurden als bei C. 1. Die durch die Meßpunkte C. 1 gelegte Kurve stellt den glattesten möglichen Linienzug dar, man kann durch die gleichen Meßpunkte aber auch einen Linienzug legen, der sich dem aus dem Versuch C. 2 gewonnenen weitgehend anpaßt.

Würde man die Kurven der Bilder 15—20 und 22—23 nach dem gleichen Umrechnungsverfahren — also auf 1 kg Erregerkraft bezogen — neu zeichnen, so würden sich die Amplituden oberhalb des Resonanzbereiches im Verhältnis zu denen unterhalb wesentlich kleiner ergeben als bisher. Dadurch würde der mit wachsender Frequenz ansteigende Ast flacher, der fallende Ast steiler scheinen. Da die Kurven der vorstehend genannten Bilder ohne weiteres klare Resonanzbilder ergeben, ist hier auf die Umrechnung verzichtet worden.

b) Betrachtung über das elastische Verhalten der Pfahlgründung bei Erregung in waagerechter Richtung

Wie in Abschnitt 6. a bei der Lotpfahlgründung kann auch hier bei der Schrägpfahlgründung gezeigt werden, daß die oberhalb der Resonanzstelle gemessenen Amplituden mit wachsender Frequenz einem konstanten Wert zustreben, der der Amplitude eines ebenso beanspruchten, frei im Raum schwebenden Körpers entspricht. Wie unter Abschnitt 6. a ausgeführt, wird damit die Behauptung gestützt, daß sich pfahlgegründete Körper in waagerechter Richtung wie federnd gelagerte Körper verhalten. Der zahlenmäßige Nachweis mußte wegen Platzmangels fortgelassen werden.

c) Resonanzbeiwert und Dämpfung

Entsprechend Abschnitt 6. b (Lotpfahlgründung) ergeben sich hier für die Schrägpfahlgründung der Resonanzbeiwert ν_r und das logarithmische Dekrement der Dämpfung ϑ wie folgt:

Versuch	Erregungsart	ν_r	ϑ
C. 1	waagerecht längs	2,2	1,43
C. 2	„ „	2,5	1,25

Im Gegensatz zum Abschnitt 6. b ist hier der Resonanzbeiwert klein und die Dämpfung groß.

d) Aufteilung des gegen eine waagerechte Verschiebung gerichteten federnden Widerstandes eines Schrägpfahles auf Biege- und Bockwiderstand

Die Eigenschwingzahl der Schrägpfahlgründung bei Erregung in waagerechter Richtung hatte sich zu 11 Hz = 660/min ergeben (vgl. Bild 33). Die Last pro Pfahl betrug $G = 20\,000$ kg. Damit ist die spezifische Federungszahl der Schrägpfähle

$$\delta_{wb'} = \frac{1}{20\,000} \cdot \left(\frac{300}{660}\right)^2 = 10,3 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kg.}$$

Für die gleiche Pfahlart und gleiche Bodenverhältnisse hatte der Versuch A. 4 bei Lotpfählen die spezifische Federungszahl (vgl. Bild 18)

$$\delta_{wa} = \frac{1}{20\,000} \cdot \left(\frac{300}{400}\right)^2 = 28,2 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kg}$$

ergeben. Unter der Annahme, daß der Biege- und Bockwiderstand der Lotpfähle und der Schrägpfähle gegen eine waagerechte Parallelverschiebung des Pfahlkopfes der gleiche ist, läßt sich aus $\delta_{wb'}$ und δ_{wa} die spezifische Federungszahl des Bockwiderstandes δ_{wb} errechnen. Nach Rausch „Maschinenfundamente . . .“ 1. Teil, Gleichung 132 [5], ist

$$\delta_{wb'} = \frac{\delta_{wa} \cdot \delta_{wb}}{\delta_{wa} + \delta_{wb}}$$

Daraus folgt

$$\delta_{wb} = \frac{\delta_{wa} \cdot \delta_{wb'}}{\delta_{wa} + \delta_{wb'}} = \frac{28,2 \cdot 10,3 \cdot 10^{-6}}{28,2 + 10,3} = 16,2 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kg.}$$

Der federnde Widerstand eines Schrägpfahles gegen eine waagerechte periodische Kraftwirkung verteilt sich also zu

$$\frac{1/28,2}{1/10,3} = 36,5\% \text{ auf den Biege- und zu}$$

$$\frac{1/10,3}{1/16,2} = 63,5\% \text{ auf die Bockwirkung des Pfahles.}$$

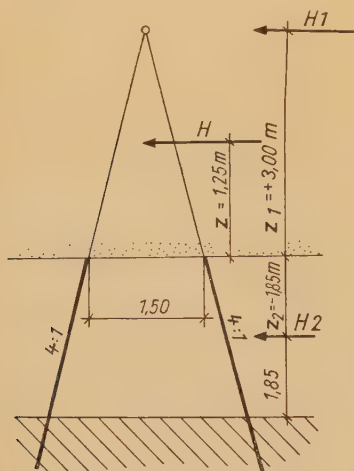


Bild 25: Aufteilung der Widerstandskraft H eines Pfahlbockes gegen waagerechte Verschiebung der Pfahlköpfe in die Komponenten H_1 (Bockwirkung) und H_2 (Biege- wirkung der Einzelpfähle)

Die Höhenlage der resultierenden Widerstandskraft eines Pfahlbockes gegen eine waagerechte Parallelverschiebung (das ist die Höhenlage des elastischen Mittelpunktes eines Pfahlbockes) kann nun nach Rausch „Maschinenfundamente...“, 1. Teil, Seite 60 [5], wie folgt bestimmt werden: Höhenlage der aus der Bockwirkung sich ergebenden Widerstandskraft H_1 zu Unterkante Fundament nach Bild 25:

$$z_1 = + \frac{1}{2} \cdot 1,50 \cdot 4 = + 3,00 \text{ m.}$$

Höhenlage der aus der Biege- wirkung der Pfähle sich ergebenden Widerstandskraft H_2 zu Unterkante Fundament nach Abschnitt 6. c:

$$z_2 = - \frac{1}{2} \cdot 3,70 = - 1,85 \text{ m.}$$

Da durch die Bockwirkung 63,5% der gesamten Widerstandskraft aufgenommen werden, liegt die Resultierende H aus Bockwirkung und Biege- wirkung in der Höhe:

$$\begin{aligned} z &= + 0,635 \cdot (3,00 + 1,85) - 1,85 = + 3,08 - 1,85 \\ &= + 1,25 \text{ m} \end{aligned}$$

(Vgl. hierzu Bild 25).

Die vorstehend gegebenen Zahlenwerte über die Verteilung des federnden Widerstandes auf Bock- und Biege- wirkung und über die Höhenlage des elastischen Mittelpunktes des Pfahlbockes gelten nur für diesen Versuch, nicht allgemein.

e) Einfluß der Pfahlneigung

Über den Einfluß der Pfahlneigung auf die Steifigkeit einer Pfahlgründung gegenüber waagerechter Beanspruchung geben die Versuche nur die bekannte Antwort, daß Schrägpfahlgründungen steifer sind als Lotpfahlgründungen. Da die Versuchspfähle, soweit es sich um Schrägpfähle handelt, sämtlich die gleiche Neigung 4:1 hatten, liegen keine Ergebnisse darüber vor, wie sich unter sonst gleichen Bedingungen verschieden stark geneigte Pfähle verhalten. Es liegt jedoch kein Grund vor, die für statische Belastung allgemein gültige Auffassung nicht auch für Schwingungsbeanspruchungen anzuwenden. Danach ist eine Pfahlgründung gegenüber waagerechten Kräften um so steifer, je stärker die Pfähle von der Lotrechten abweichen. Durch stärkere Neigung der Pfähle erhält man also in waagerechter Richtung höhere Eigenschwingzahlen des auf den Pfählen stehenden Baukörpers. Die Versuche zeigen jedoch eindeutig, daß bei Schwingungsberechnungen nicht nur — wie bei statischen Berechnungen — der aus der Schrägstellung der Pfähle resultierende Bockwiderstand, sondern auch der Biege- widerstand der Einzelpfähle berück-

sichtigt werden muß. Infolge Überlagerung des Bock- und des Biegewiderstandes ist bei Schwingungsberechnungen der prozentuale Einfluß einer Änderung der Pfahlneigung insgesamt geringer als das bei statischen Berechnungen der Fall ist, die den Biegewiderstand vernachlässigen.

8. Schlüsse aus dem Verhalten der Schrägpfahlgründung bei waagerechter Erregung auf das Verhalten einer Lotpfahlgründung bei lotrechter Erregung

a) Federung

Im Abschnitt 7. d ist die spezifische Federungszahl für die Bockwirkung eines Schrägpfahles bei waagerechter Erregung errechnet zu

$$\delta_{wb} = 16,2 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kg.}$$

Da annähernd die Längssteifigkeit (in Pfahlachse) eines Lotpfahles gleich der eines Schrägpfahles ist, so erhält man aus Rausch „Maschinenfundamente...“ 1. Teil, Gleichung 131 [5], die spezifische Federungszahl eines Lotpfahles für lotrechte Erregung zu

$$\delta_l = \frac{\delta_{wb}}{1 + m^2} = \frac{16,2 \cdot 10^{-6}}{1 + 4^2} = 0,97 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kg.}$$

wobei m/l die Neigung des Schrägpfahles ist. Aus dieser spezifischen Federungszahl folgt mit

$$\delta_0 = 20000 \cdot 0,97 \cdot 10^{-6} = 0,0194 \text{ cm}$$

die Eigenschwingzahl der Anordnung nach Versuch A. 4 in lotrechter Richtung zu

$$\underline{n_0 = \frac{300}{\sqrt{0,0194}} = 2160/\text{min} = 36 \text{ Hz.}}$$

b) Dämpfung

α) Logarithmisches Dekrement der Dämpfung und Resonanzbeiwert.

Bei waagerechter Erregung von Lotpfählen hatte sich bei Versuch A. 4 (Erregung in Fundamentlängsrichtung, daher Pfahlköpfe parallel geführt, Fundamentsohle freigelegt) das logarithmische Dekrement der Dämpfung ergeben zu $\vartheta = 0,225$ (vgl. Abschnitt 6. b).

Bei waagerechter Erregung von Schrägpfählen hatte sich bei Versuch C. 2 (Erregung in Fundamentlängsrichtung, daher Pfahlköpfe parallel geführt, Fundamentsohle freigelegt) das logarithmische Dekrement der Dämpfung ergeben zu $\vartheta = 1,25$ (vgl. Abschnitt 7. c). Die bei waagerechter Erregung eines Schrägpfahles auftretende Dämpfungskraft kann aufgeteilt werden in eine Komponente, die dem Biegewiderstand des Pfahles zugeordnet ist und eine zweite Komponente, die dem Bockwiderstand entspricht. Die erste Komponente läßt sich mit Hilfe des Ergebnisses von Versuch A. 4 bestimmen. Durch Einsetzen dieses Wertes in die Beziehung zwischen der gesamten Dämpfungskraft eines Schrägpfahles und den beiden Komponenten erhält man die Dämpfungskraft für die Bockwirkung. Daraus ergibt sich das logarithmische Dekrement der Dämpfung für die Bockwirkung eines Schrägpfahles bei waagerechter Erregung zu $\vartheta = 1,83$. (Nachweis aus Platzgründen fortgelassen.)

Das so ermittelte Dekrement für die Bockwirkung eines Schrägpfahles bei waagerechter Erregung gilt auch für einen Lotpfahl bei lotrechter Erregung, da der Pfahl in beiden Fällen nur in seiner Längsrichtung beansprucht wird.

Aus den Werten für die logarithmischen Dekremente der Dämpfung ergeben sich nach der Gleichung $\nu_r = \frac{\pi}{\vartheta}$ die Resonanzbeiwerte

$$\text{für Lotpfähle bei waagerechter Erregung zu } \nu_r = \frac{\pi}{0,225} = 14$$

$$\text{für Schrägpfähle bei waagerechter Erregung zu } \nu_r = \frac{\pi}{1,25} = 2,5$$

$$\text{für Lotpfähle bei lotrechter Erregung zu } \nu_r = \frac{\pi}{1,83} = 1,7$$

β) Die Systemdämpfung des Baugrundes nach Ehlers und ihre Auswirkung auf Pfahlgründungen.

(Vgl. Ehlers „Der Baugrund als Federung in schwingenden Systemen“ [10].)

Hier weist der Verfasser nach, daß bei erzwungenen, lotrechten und waagerechten Schiebeschwingungen (Schiebeschwingung = schwingende Parallelverschiebungen ohne Drehen) eines Fundamentes auf dem Baugrund auch ohne Berücksichtigung der Materialdämpfung des Bodens immer eine starke Dämpfung auftritt, sobald ein sich in das Unendliche erstreckender, gleichmäßiger Baugrund (isotroper Halbraum) vorausgesetzt wird. Diese Schwingungsdämpfung wird mit Systemdämpfung des Baugrundes bezeichnet. Es ist nun zu überlegen, in welcher Weise sich die Systemdämpfung des Baugrundes auf erzwungene Schwingungen eines Fundamentes auf Pfahlgründung auswirkt.

Bei Pfahlgründung wird ein Baukörper nicht von einem gleichmäßig federnden Baugrund gestützt, wie er von Ehlers angenommen wird. Wie in Abschnitt 3 dargelegt wird, ist im allgemeinen bei pfahlgegründeten Baukörpern die unmittelbare Lastübertragung vom Baukörper in den Baugrund geringfügig gegenüber der Lastübertragung durch die Pfähle. Da also die Pfähle in ihrem oberen Bereich einen wesentlichen Anteil an der Lastaufnahme und damit auch an der Federung der Masse (Abstützung des Baukörpers) haben, muß die Federung in diesem Bereich eine andere sein als in dem darunter liegenden, in dem der Baugrund allein die Federung darstellt. Bei Pfahlgründungen kann man daher unterteilen in eine obere federnde Schicht (Federung vorwiegend Pfähle) und eine untere (Federung Baugrund). Daher wird die Hauptbedingung für die volle Ausbildung der Systemdämpfung des Baugrundes, der sich ins Unendliche erstreckende gleichmäßige Baugrund (isotroper Halbraum), von einer Pfahlgründung auch nicht annähernd erfüllt.

Im oberen Bereich der Gründung (Federung vorwiegend Pfähle) tritt mit Sicherheit eine erheblich geringere Dämpfung auf als im unteren (Federung Baugrund), denn

1. kann sich in dieser dünnen Schicht die Systemdämpfung des Baugrundes nicht auswirken,

2. ist infolge des Vorhandenseins der elastischen Pfähle die Materialdämpfung geringer.

Die gesamte lotrechte und waagerechte Schwingweite eines Fundamentes auf Pfahlgründung setzt sich zusammen aus der Federung der oberen Schicht und der der unteren. Wie weit sich die in der unteren Schicht auftretende Systemdämpfung insgesamt auswirkt, hängt von dem Anteil ab, den die Federung der unteren Schicht an dem Schwingungsausschlag hat. Infolge der geringen Nachgiebigkeit der Pfähle in Achsrichtung und ihrer großen Nachgiebigkeit quer dazu ergibt sich, daß der Anteil der Federung der unteren Schicht an den waagerechten Schwingweiten geringer ist als an den lotrechten. Entsprechend ist die Auswirkung der Systemdämpfung des Baugrundes auf erzwungene waagerechte Schiebeschwingungen geringer als auf lotrechte. Der Unterschied in der Dämpfung ist bei Lotpfählen, die bei lotrechten Bewegungen nur in Achsrichtung, bei waagerechten nur quer zur Achsrichtung beansprucht werden, naturgemäß viel größer als bei Schrägpfählen. Dementsprechend ergaben die Versuchsreihen A und C für einen Lotpfahl bei lotrechter Erregung den Resonanzbeiwert 1,7, für einen Schrägpfahl bei waagerechter Erregung den Resonanzbeiwert 2,5, für einen Lotpfahl bei waagerechter Erregung den Resonanzbeiwert 14.

9. Versuchsergebnisse bei lotrechter Erregung der Pfahlgründungen

Bei lotrechter Erregung der Pfahlgründungen haben sich keine deutlich hervortretenden Resonanzstellen ergeben. Nach Vorliegen der Ergebnisse aus den Abschnitten 7 und 8 kann rechnerisch nachgewiesen werden, daß in lotrechter Richtung die Federung so hart und die Dämpfung so groß ist, daß die verwendeten Meßgeräte die geringen Schwingungsausschläge nicht mehr zuverlässig aufzeichnen konnten (Nachweis aus Platzgründen fortgelassen).

10. Bemerkungen zu den Versuchsergebnissen der statischen Probelastung eines Pfahles und Vergleich zu den Ergebnissen der Rüttelversuche

In Abschnitt 4 a γ und Bild 21 sind die Versuchsergebnisse (Last-Verschiebungs-Bild) der Probelastung angegeben. Im folgenden Abschnitt wird für statische Belastung mit der Belastungsgeschwindigkeit 0 der Weg des Pfahlkopfes zwischen dem betrachteten Lastzu-

stand und dem Lastzustand $P = 0$ mit Verschiebung bezeichnet, der elastische Anteil an diesem Wege mit Einsenkung, der plastische Anteil mit Setzung.

Zunächst ist festzustellen, daß im Bereich der Gebrauchslasten — bei der vorliegenden Pfahlart zwischen 50 t und 150 t — einer Belastungssteigerung eine ungefähr geradlinig zunehmende Verschiebung entspricht. Sie beträgt:

für 50 t	1,7 mm (1,7 mm)
für 100 t	3,6 mm (3,4 mm)
für 150 t	5,1 mm (5,1 mm).

In Klammern sind die einer geradlinigen Zunahme entsprechenden Werte angeschrieben. Die Abweichungen sind gering. Die Laststeigerungen sind in dem Bereich zwischen 100 t und 200 t alle 15 Min. zu je 25 t vorgenommen worden. Die Laststellungen 50 t und 100 t waren Dauerlasten in Zeiträumen von 1 Std. bzw. 16 Std. Bei der auf die Dauerlast von 100 t folgenden einstündigen Entlastung ging die Verschiebung auf den geringen Rest von 0,2 mm zurück. Insgesamt folgen also Belastung und Verschiebung mit ziemlich großer Genauigkeit dem Hooke'schen Gesetz. Das kann darauf zurückgeführt werden, daß durch die starke Rammarbeit beim Herstellen der Pfähle eine Verdichtung und Vorbelastung des Bodens stattgefunden hat. Bei einer Erstbelastung des Baugrundes zeigt sich im allgemeinen außer der elastischen, nach Entlastung zurückgehenden Einsenkung eine starke plastische, bleibende Setzung. Diese ist hier durch die Rammarbeit vorweggenommen. Dagegen ist bei Bohrpfahlgründungen, die keine Vorbelastung durch Rammarbeit haben, im allgemeinen die plastische Setzung wesentlich größer.

Betrachtet man die gemessene Verschiebung als voll-elastische, so ergibt sich die Einsenkung je t, das ist die spezifische Federungszahl des Pfahles zu

$$\delta_t = \frac{0,17}{50} = 34 \cdot 10^{-4} \text{ cm/t.}$$

Wenn man zunächst einmal voraussetzt, daß diese Einsenkung unabhängig von der Zeit ist, hätte sich bei einer Versuchsanordnung nach Bild 2—4 (Versuchsreihe A) und Erregung in lotrechter Richtung die Eigenschwingzahl wie folgt ergeben müssen:

Ruhende Belastung des Pfahles: ~ 20 t.

Einsenkung = kennzeichnende Federungszahl:

$$\delta_0 = 34 \cdot 10^{-4} \cdot 20 = 0,068 \text{ cm.}$$

Eigenschwingzahl:

$$n_0 = \frac{300}{\sqrt{0,068}} = 1150/\text{min} = 19 \text{ Hz.}$$

Das gleiche Ergebnis hätte sich bei der Versuchsanordnung nach Bild 7—9 (Versuchsreihe C) und Erregung in lotrechter Richtung zeigen müssen. Dagegen beträgt die hierfür unter Abschnitt 8. a errechnete Eigenschwingzahl 2160/min bei einer kennzeichnenden Federungszahl $\delta_0 = 0,0194$ cm. Die kennzeichnenden Federungszahlen, die für das schwingungstechnische Verhalten die maßgebenden Werte sind, verhalten sich also zueinander wie 1 : 3.

Der Grund für diese Differenz ist der, daß die Einsenkungen des Baugrundes und damit die der Pfähle keinesfalls als von der Zeit unabhängig betrachtet werden können. Wenn ein Baugrund sich — statisch betrachtet — elastisch verhält, d. h. wenn bei einer statischen Belastung die Verschiebungen linear mit der Größe der Belastung wachsen und nach Entlastung auf 0 zurückgehen, wobei zwischen den Lastwechseln mindestens mehrere Minuten zu vergehen pflegen, so ist damit noch nicht gesagt, daß seine Steife bei schnell wechselnden Lasten — z. B. bei dynamischer Erregung mit hohen Frequenzen — die gleiche ist wie bei statischer Belastung.

Nach Beobachtungen auf Baustellen benötigt eine hydraulische Presse zu einer Laststeigerung um 25 t etwa 1 Minute (~ 1200 Lastwechsel bei dynamischer Erregung mit einer Frequenz von 20 Hz). Eine Betrachtung des Last-Verschiebungs-Bildes (Bild 21)

zeigt, daß selbst hierbei noch Unterschiede in der Verschiebung auftreten zwischen der unmittelbar folgenden ersten Ablesung und der nach einem Zeitraum von 15 oder mehr Minuten vorgenommenen zweiten Ablesung (vgl. Bild 21, Entlastung von 100 t auf 0, Belastung von 150 t, 175 t, 200 t und folgende).

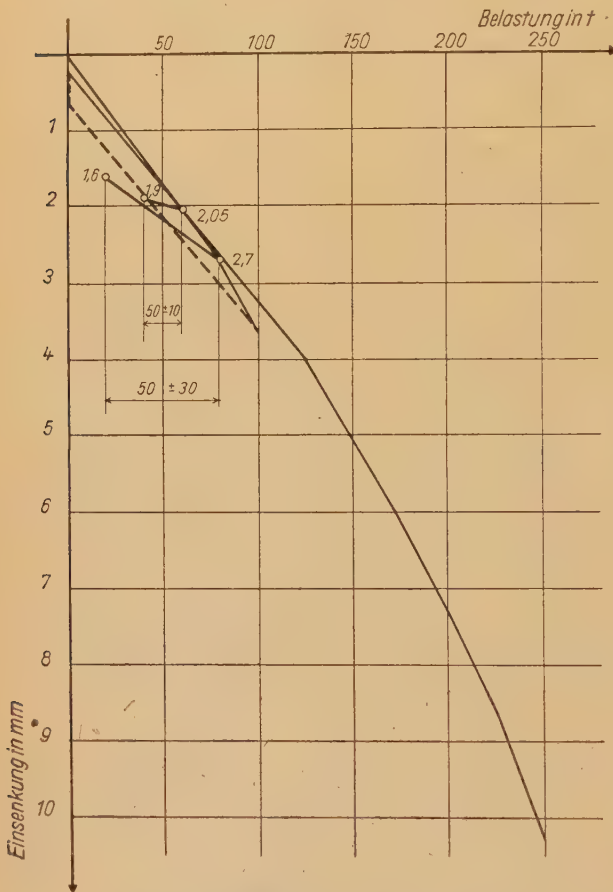


Bild 35: Probelastung eines Franki-Pfahles
Last-Einsenkungs-Bild

einer Versuchs-Anordnung nach Bild 2—4 (Versuchsreihe A, Pfahlbelastung 20 t) eine kennzeichnende Federungszahl

$$\delta_0 = 12,5 \cdot 10^{-4} \cdot 20 = 250 \cdot 10^{-4} = 0,025 \text{ cm.}$$

Dazu gehört die Eigenschwingzahl

$$n_0 = \frac{300}{\sqrt{0,025}} = \underline{\underline{1900/\text{min} = 31,6 \text{ Hz.}}}$$

Diese kommt der in Abschnitt 8. a errechneten Eigenschwingzahl $2160/\text{min} = 36 \text{ Hz}$ schon wesentlich näher als die aus der großen Last-Verschiebungs-Kurve (Lasterhöhung um 25 t alle 15 Min.) errechnete Eigenschwingzahl $n_0 = 1150/\text{min} = 19 \text{ Hz}$. Daraus folgt also die Richtigkeit der oben aufgestellten Behauptung, daß die Belastungsgeschwindigkeit von Einfluß auf die Verschiebungen ist.

Diese an sich bekannte Erscheinung wird näher erläutert durch die bei einer Grundlast von + 50 t aufgebrachten Wechsellasten von $\pm 10 \text{ t}$ und $\pm 30 \text{ t}$. In Bild 35 sind die Verschiebungen in Abhängigkeit von den Belastungen aufgetragen. Dabei zeigt sich, daß den kurzzeitig (in Abständen von 5 bzw. $7\frac{1}{2}$ Min.) aufgebrachten Lasten eine wesentlich flachere Neigung der Last-Verschiebungs-Kurve entspricht, als sie die Kurve aufweist, die zu den alle 15 Min. um 25 t erhöhten Lasten zugehört. Während der letzteren eine spezifische Federungszahl

$$\delta_l = 34 \cdot 10^{-4} \text{ cm/t}$$

entspricht, beträgt diese bei den Lastwechseln von $\pm 30 \text{ t}$ (alle $7\frac{1}{2}$ Min.) nach Bild 35

$$\delta_l = \frac{0,27 - 0,16}{60} = 18,3 \cdot 10^{-4} \text{ cm/t}$$

und bei den Lastwechseln von $\pm 10 \text{ t}$ (alle 5 Min.)

$$\delta_l = \frac{0,205 - 0,19}{20} = 12,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm/t.}$$

Der letzten spezifischen Federungszahl entspricht bei

Die Formänderungen der Pfähle unter lotrechten, wechselnden Lasten zeigen also deutlich die Merkmale unvollkommener Elastizität, Hysteresis und Nachwirkung. Nach Fromm „Nachwirkung und Hysteresis“ in Auerbach und Hort „Handbuch der Mechanik“, IV. Band [2] bezeichnet

Nachwirkung das Auftreten zeitabhängiger Abweichungen von einer eindeutigen Zuordnung zwischen Belastung und Verschiebung (= Abhängigkeit der Verschiebung von der Belastungsgeschwindigkeit),

Hysteresis das Auftreten von Abweichungen von einer eindeutigen Zuordnung zwischen Belastung und Verschiebung, die plastischer Natur sind und damit von der Vorbelastung abhängen (= Abhängigkeit der Verschiebung von dem Belastungswege).

Das Vorhandensein der Hysteresis kann außer durch den Verschiebungsrest nach der Entlastung (s. o.) noch wie folgt gezeigt werden:

Im Anschluß an die alle $7\frac{1}{2}$ Min. zwischen 20 t und 80 t wechselnden Lasten sind in Abständen von je 15 Min. Lastwechsel in der Reihenfolge 50 t, 80 t, 50 t, 20 t und dann noch einmal mit 50 t beginnend durchgeführt worden (Bild 21). Dabei zeigt sich, daß die Verschiebung unter der Grundlast 50 t dann größer war, wenn eine Belastung 80 t vorausging, und dann kleiner, wenn die Vorbelastung 20 t betrug. Da der Zeitabstand zwischen den Lastwechseln mit 15 Min. groß war, muß diese Erscheinung vorwiegend plastischer Art sein und damit auf Hysteresis, nicht Nachwirkung, zurückgeführt werden.

Trägt man die zu dem eben erwähnten Belastungslauf 50 t, 80 t, 50 t, 20 t und 50 t gehörenden Verschiebungen auf, so daß die Belastungen die Abszissen, die Verschiebungen die Ordinaten bilden (Bild 36), so erhält man einen geschlossenen Linienzug. Dieser Linienzug heißt Dämpfungsschleife. Die von ihm umschlossene Fläche ist proportional der bei jedem Kreislauf verlorenen Formänderungsarbeit, die bei Schwingungen als Dämpfung in Erscheinung tritt. Je größer also die durch Hysteresis und Nachwirkung bedingten Abweichungen vom idealen Elastizitätsgesetz sind, desto größer ist auch die bei Schwingungen auftretende Dämpfung.

Zum Vergleich ist in Bild 36 außer dem Belastungskreislauf 50 ± 30 t (Zeitdauer für einen Umlauf $4 \times 15 = 60$ Min.) noch der Belastungskreislauf 50 ± 10 t (Zeitdauer für einen Umlauf 10 Min.) gestrichelt dargestellt. Die Breite der zu diesem Lastbild gehörenden Dämpfungsschleife kann leider nicht angegeben werden, da bei der Zwischenlast 50 t keine Ablesungen vorgenommen wurden. Ebenso wie bei Bild 35 zeigt sich jedoch auch hier deutlich die flacheren Neigung dieses Linienzuges. Diese bedeutet, daß die Verschiebungen mit wachsender Belastungsgeschwindigkeit abnehmen, daß die Gründung also bei dynamischer Belastung steifer wirkt als bei statischer.

Die Dämpfung wird von der Hysteresis bestimmt, dagegen hat auf den Unterschied in der Steife der Gründung bei statischer und dynamischer Belastung nur die Nachwirkung Einfluß, nicht die von der Zeit unabhängige Hysteresis.

Aus den vorstehenden Untersuchungen folgt, daß die aus einer statischen Probelastung sich ergebende Federung eines Pfahles auch dann nicht als Unterlage zur Bestimmung seines schwingungstechnischen Verhaltens benutzt werden kann, wenn das Last-Verschiebungs-Bild einer statischen Belastungsfolge eine lineare Abhängigkeit (Hooke'sches Gesetz) zwischen Belastung und Verschiebung ergibt.

Für die Beurteilung der Größe von Hysteresis und Nachwirkung ist noch zu beachten, daß der Versuchspfahl in nicht bindigen Bodenarten steht. Der verstärkte Pfahlfuß steht in

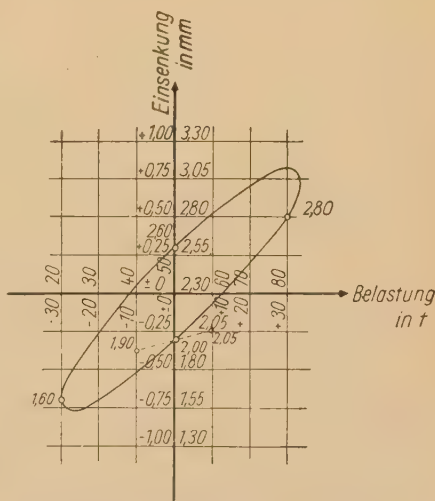


Bild 36: Probebelastung eines Franki-Pfahles
Dämpfungsschleife

Grobkies, der Schaft in Mehlsand. Bei kurzzeitiger Belastung wachsen die Zusammenrückungen nicht nur bindiger Bodenarten (Tone), sondern auch nicht bindiger Bodenarten (Kiese, Sande) mit der Zeit. Es handelt sich also nicht um die bei Tonböden bekannte Erscheinung, daß Setzungsvorgänge sich in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit des Porenwassers über lange Zeit erstrecken. Hierfür sind Zeiträume erforderlich, die gegenüber der Belastungsgeschwindigkeit dynamischer Erregung als unendlich betrachtet werden können. Das schließt aber nicht aus, daß z. B. Kiese sich infolge dynamischer Erregung allmählich einrütteln und Tone aus dem gleichen Grunde Porenwasser abgeben können, so daß sich die Steife beider Bodenarten in längeren oder kürzeren Zeiträumen ändern kann und damit auch die kennzeichnende Federzahl eines in diesen Bodenarten stehenden Pfahles.

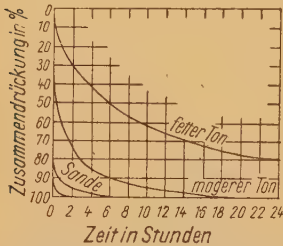


Bild 34: Zusammendrückung verschiedener Bodenarten unter ruhender Last in Abhängigkeit von der Zeit

Die Setzungsdauer verschiedener Erdstoffe unter ruhender Belastung zeigt Bild 34, entnommen aus Kögler-Scheidig „Baugrund und Bauwerk“ [14]. Hiernach kann auch bei reinen Sanden die Setzungsdauer unter einer statischen Belastung bis zum Ruhezustand mehrere Stunden betragen.

Es ist nun die Frage, ob und auf welche Weise die federnde Nachgiebigkeit eines Pfahles in lotrechter und waagerechter Richtung gemessen werden kann, wenn keine Rüttelmaschine zur Verfügung steht.

Da es ohne Rüttelmaschine wohl kaum möglich sein wird, eine dynamische Erregung von regelbarer Frequenz auszuüben, und da eine statische Belastung nach den vorstehenden Ausführungen kein brauchbares Ergebnis

liefert, kann also nur ein Stoß ausgeübt und das Ausschwingen der Masse am Pfahl beobachtet werden. Um einen Vergleich mit den am Bauwerk vorliegenden Verhältnissen zu ermöglichen, muß am Pfahlkopf eine Masse angebracht sein, die wesentlich größer ist als die des Pfahles. Hier kann man wohl einen waagerechten Stoß ansetzen mit der Aussicht, ein meßbares Ergebnis zu erhalten (vgl. Abschnitt 4. c. β), bei einem in lotrechter Richtung ausgeübten Stoß wird aber wahrscheinlich die Federung so hart sein, daß das Ausschwingen der Masse nicht mehr gemessen werden kann. Aus diesem Grunde kann man auch den Rammstoß bei Rammpfählen nicht für derartige Untersuchungen auswerten, abgesehen davon, daß das unbedingt erforderliche Anbringen der erwähnten Masse am Pfahlkopf während der Rammarbeit Schwierigkeiten machen würde. Man ist dann darauf angewiesen, die waagerechten Stöße sowohl gegen eine Lotpfahl- als auch eine Schrägpfahlgründung anzusetzen, um aus den Meßergebnissen der Schrägpfähle auch auf die Federung einer Lotpfahlgründung in lotrechter Richtung zu schließen, wie es in Abschnitt 8 geschehen ist.

Bei Auswertung der Versuchsergebnisse ist jedoch zu beachten, daß eine dynamische Dauererregung im Boden Veränderungen hervorrufen kann, die selbst durch einen mehrmaligen Stoßvorgang nicht erzeugt werden und zur Vergrößerung oder Verringerung der Steifigkeit führen. Solche Veränderungen sind z. B. Einrüttelung des Bodens oder Bildung eines Schmierfilms am Pfahl durch Austreten von Porenwasser. Hierdurch können sich Abweichungen ergeben. Wie immer muß es auch hier das Bestreben sein, die Versuchsbedingungen den später vorliegenden Verhältnissen möglichst weitgehend anzugleichen. Wenn also im fertigen Bauwerk eine dynamische Dauererregung durch Maschinen vorliegt, kann man bei Versuchen auch nur bei Ansatz einer Dauererregung (Rüttelmaschine) zutreffende Ergebnisse erwarten.

11. Zusammenfassung

Nachstehend werden die in der Einführung gestellten Fragen in gekürzter Form wiederholt. Unter jeder Frage sind die dazu gehörenden Ergebnisse der Arbeit angeschrieben.

a) Federn Pfahlgründungen bei Schwingungserregung?

Pfahlgründungen federn. Bei Einwirkung periodischer dynamischer Kräfte — z. B. durch Maschinen — besteht daher Resonanzgefahr.

b) Wie groß ist die Steifigkeit der Federn (Pfähle)?

Die Federung von Pfählen gegenüber dynamischen Kräften quer zu ihrer Achse ist steifer, als bisher angenommen wurde. Sie rütteln sich auch bei Dauererregung und schlechtem Baugrund nur auf geringe Tiefe frei. Daher sind bei waagerechter, dynamischer Erregung Lotpfähle nicht so viel nachgiebiger als Bockpfähle, wie bisher angenommen wurde. Zur rechnerischen Ermittlung der elastischen Nachgiebigkeit von Pfählen quer zu ihrer Achse wird vorgeschlagen, die Pfähle als Balken auf elastischer Bettung zu betrachten (bei konstanter Bettungsziffer) und die Freirüttelung der Pfahlköpfe zu beachten.

Die Federung von Pfählen gegenüber dynamischen Kräften in Achsrichtung ist sehr steif. Sie konnte bei den Versuchen nicht unmittelbar durch Erregung von Lotpfahlgründungen durch lotrechte dynamische Kräfte, sondern nur auf dem Umwege über Erregung von Schrägpfahlgründungen durch waagerechte dynamische Kräfte ermittelt werden.

Die Formänderungen von Pfahlgründungen sind bei dynamischer Belastung infolge des Auftretens von Hysteresis und Nachwirkung kleiner als bei gleich großer statischer. Sie sind jedoch von gleicher Form und können rechnerisch mit den gleichen Verfahren erfaßt werden wie die aus statischer Belastung. Die Federkennzahlen von Pfahlgründungen charakterisieren die Größe der Formänderungen und können daher durch statische Probelastungen nicht bestimmt werden, sondern nur durch Versuche mit periodischen dynamischen Kräften oder Stoßversuche.

c) Wie groß ist die Dämpfung bei Schwingungserregung?

Die Dämpfung der Pfähle bei Schwingungserregung quer zu ihrer Achse ist gering, bei Schwingungserregung in Achsrichtung hoch. Das ist unter anderem auch auf die verschiedenen starke Auswirkung der Systemdämpfung des Baugrundes zurückzuführen. In den untersuchten Fällen ergaben sich die Resonanzbeiwerte (hoher Resonanzbeiwert = geringe Dämpfung) z. B. wie folgt:

Lotpfahl bei waagerechter Erregung	$v_r = 14$
Bockpfahl 4 : 1 bei waagerechter Erregung	$v_r = 2,5$
Lotpfahl und Bockpfahl bei lotrechter Erregung	$v_r = 1,7$

Schrifttum

- [1] Chr. Nökkentved, Berechnung von Pfahlrosten, Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.
- [2] H. Fromm, im Kapitel, Nachwirkung und Hysteresis, des Buches Auerbach u. Hort. Handbuch der Mechanik, Band IV, Seiten 436 u. f., Leipzig 1929, Verlag Barth.
- [3] P. Föppl, Grundzüge der Technischen Schwingungslehre, Berlin 1941, Springer-Verlag.
- [4] — — — Veröffentlichungen des Instituts der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der T.H. Berlin, Hefte 1, 4 und 6. Berlin 1933, 1936, 1938, Springer-Verlag.
- [5] E. Rausch, Maschinenfundamente und andere dynamische Bauaufgaben, Teil 1—3, Berlin 1936, 1940, 1942, VDJ-Verlag.
- [6] W. Schenck, Zur Frage der Tragfähigkeit von Ramppfählen, Berlin 1939, Wilh. Ernst & Sohn, Sonderdruck aus Bautechn. 16^o1938, 731—753, erweitert erschienen in Buchform „Der Ramppfahl, Neue Erkenntnisse aus Theorie und Praxis“. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn.
- [7] A. Scheidig, Speichergründung auf Rüttelfußpfähle, Bautechn. 1940, Heft 25, S. —.
- [8] E. Bock, Über den dynamischen Elastizitätsmodul und die Dämpfung von Betonbalken verschiedener Bewehrung bei Bieguings- und Längsschwingungen, Dissertation T. H. Berlin 1941.
- [9] G. Ehlers, Das Elastizitätsmaß des Betons bei Schwingungen, B. u. St. 1941, Heft 20/21, S. —.

- [10] G. Ehlers, Der Baugrund als Federung in schwingenden Systemen, B. u. St. 1942, Heft 21/22, S. —.
- [11] F. Schleicher, Abschn. Stahlbau, Taschenbuch für Bauingenieure S. 1548 u. f. Berlin 1943, Springer-Verlag.
- [12] E. Titze, Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen, Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 14, Berlin 1943, Wilh. Ernst & Sohn.
- [13] Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, I. Band, 1. Teil, Baugrund, 6. Aufl., Berlin 1948, Wilh. Ernst & Sohn.
- [14] Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk, 5. Aufl., Berlin 1948, Wilh. Ernst & Sohn.

Baugrubenumschließung nach dem Gefrierverfahren

Von Prof. Dr.-Ing. W. Sichardt, Bremen,
und Dr.-Ing. P. Chardabellas, Berlin-Charlottenburg

Inhaltsverzeichnis

	Seite
<i>A. Bodenphysikalische und statische Grundlagen des Gefrierverfahrens, technische und wirtschaftliche Fragen (unter Berücksichtigung der Erfahrungen im Bergbau)</i>	
I. Das Verfahren und seine Wirkung	46
a) Vorteile und Anwendungsbereich	46
b) Die Herstellung des Gefrierrohrkranzes	48
b ₁) Die Bohrlöcher	48
b ₂) Steig- und Fallrohre	50
c) Der Gefriervorgang	51
c ₁) Die Kälteerzeugungsmaschine	51
c ₂) Die Kälteerzeugungsmittel	54
c ₃) Der Kälteträger	54
c ₄) Die erforderlichen Wärmeeinheiten	55
II. Festigkeitsberechnung der Frostmauer	55
a) Belastungsannahme	55
b) Bodenphysikalischer Vorgang beim Vordringen des Frostes im Erdreich	57
c) Das Temperaturgefälle innerhalb und außerhalb des Ringes der Gefrierrohre	61
d) Theorie des Spannungszustandes in der Frostwand nach Domke	66
d ₁) Elastischer Spannungszustand	66
d ₂) Plastischer Spannungszustand	68
e) Praktische Folgerungen aus der Theorie und Versuchserfahrungen	72
f) Erfahrungen aus dem Tiefbau	76
g) Sicherung der Festigkeit der Frostwand bei der Ausführung	77
g ₁) Die Überwachung des Gefriervorgangs	77
g ₂) Die freie Höhe der Frostwand beim Abteufen	80
III. Kältebedarf und Leistung der Maschinenanlage	80
a) Berechnung des Kältebedarfs	80
b) Ermittlung der Maschinenleistung	81
c) Erhöhter Kältebedarf bei salzhaltigem Grundwasser	85
d) Vergleich zwischen Ammoniak- und Kohlensäureanlage	86
e) Baufortschritt und Leistung der Maschinen beim Abteufen von Gefrierschächten	90
IV. Die Arbeiten im Schutze der Frostmauer	93
a) Abteufverfahren	93
b) Die Auskleidung von Gefrierschächten im Bergbau	95
b ₁) Vor- und Nachteile verschiedener Ausbauarten	95
b ₂) Das Anbetonieren an die Frostwand	95
b ₃) Bemessung des Schachtausbaues	97
b ₄) Ausbau mit Beton und Klinkermauerwerk, Kostenvergleich	98
c) Auftauen des Frostkörpers	99
V. Größe und Bekämpfung der Kälteverluste	100
a) Kälteverluste im Baugrund und über Tage	100
b) Die Eigenschaften von Isolierstoffen für Kühlanlagen	102
c) Rohrisolierung	103

	Seite
d) Abdämmung der Flanschenverbindungen	105
e) Erfahrungen im Bergbau und Tiefbau	105
VI. Kosten für Aufstellung und Betrieb der Gefrieranlage	106
B. Anwendungen im Ingenieurbauwesen	109
VII. Schachtähnliche Bauwerke	109
a) Ältere Anwendungsversuche in Deutschland	109
b) Lüftungs- und Zugangsschächte der beiden Scheldetunnel in Antwerpen	110
b ₁) Bauwerks- und Baugrundverhältnisse	110
b ₂) Gründung der Lüftungsschächte des Straßentunnels	112
b ₃) Gründung der Zugangsschächte und Rolltreppenstollen des Fußgängertunnels	113
c) Schwimmerschächte der Schiffshebwerke bei Magdeburg	116
c ₁) Aufgabe der Hebewerke	116
c ₂) Schiffshebwerk Rothensee	118
c ₃) Doppelhebwerk Hohenwarthe	120
VIII. Stollenvortrieb in Schwimmsandschichten	122
a) Anschluß des Pariser Untergrundbahnhofs St. Michel an die bereits fertige Seine-Unterführung	122
b) Bau eines Festungsstollens in der Mark Brandenburg	123
IX. Vereinfachtes Gefrierverfahren nach Dehottay	127
a) Wesen des Verfahrens	127
b) Anwendung bei einer Brückenpfeilergründung	128
c) Ergebnisse der ersten praktischen Anwendung	131
C. Zusammenfassung, Aufwand und Leistung im Vergleich mit anderen Verfahren, Ausblick	131
Schrifttum	138

A. Bodenphysikalische und statische Grundlagen des Gefrierverfahrens, technische und wirtschaftliche Fragen (unter Berücksichtigung der Erfahrungen im Bergbau)

I. Das Verfahren und seine Wirkung

a) Vorteile und Anwendungsbereich [1, 2, 3, 4, 5, 6]*)

Zur Gründung von Bauwerken in wasserführenden Schichten, die 20 bis 25 m unter Gelände anstehen, können tiefreichende Spundwände (bis 30 m Länge) für die Herstellung von umschlossenen Baugruben verwendet werden, wobei durch Grundwasserabsenkung oder gegebenenfalls durch Anschluß der Spundbohlen an eine natürliche oder künstliche wasserabdichtende Schicht die Trockenhaltung der Baugrube sichergestellt werden kann. Diese Gründungsart steht im Grundbau im Wettbewerb mit der Gründung mittels Druckluftsenkkästen, die Gründungstiefen bis 35 m unter dem Wasserspiegel überwinden kann. Das Druckluftverfahren erfordert einen großen Aufwand an maschinellen und zusätzlichen Einrichtungen; seine Anwendung wird außerdem verteuert und eingeschränkt durch notwendige Maßnahmen zur Vermeidung schwerer gesundheitlicher Schädigungen der unter Druckluft arbeitenden Belegschaft. Deshalb ist das Verfahren bei Tiefen über 20 m nur bedingt anwendbar und scheidet von 35 m Tiefe ab völlig aus. Durch Kombination von Grundwasserabsenkung und Druckluftgründung können bessere

*) Schrifttumsverzeichnis siehe S. 138.

Arbeitsverhältnisse unter Druckluft bzw. größere Tiefen erreicht werden. In einigen Fällen ist bei Fundierungsarbeiten innerhalb beweglicher, wasserführender (fließender) Böden, wie lockerer Mehl- und Feinsand, Schlick und dergl., bei Gründungstieten, wo andere Gründungsverfahren versagten, das im Bergbau zur Abteufung von Schächten entwickelte Gefrierverfahren mit Erfolg angewandt worden. Dadurch wird vor allen Dingen der gefährliche Schwimmsandeinbruch in die Baugrube (vgl. [6]) verhindert und die Bauausführung im Trockenen ermöglicht.

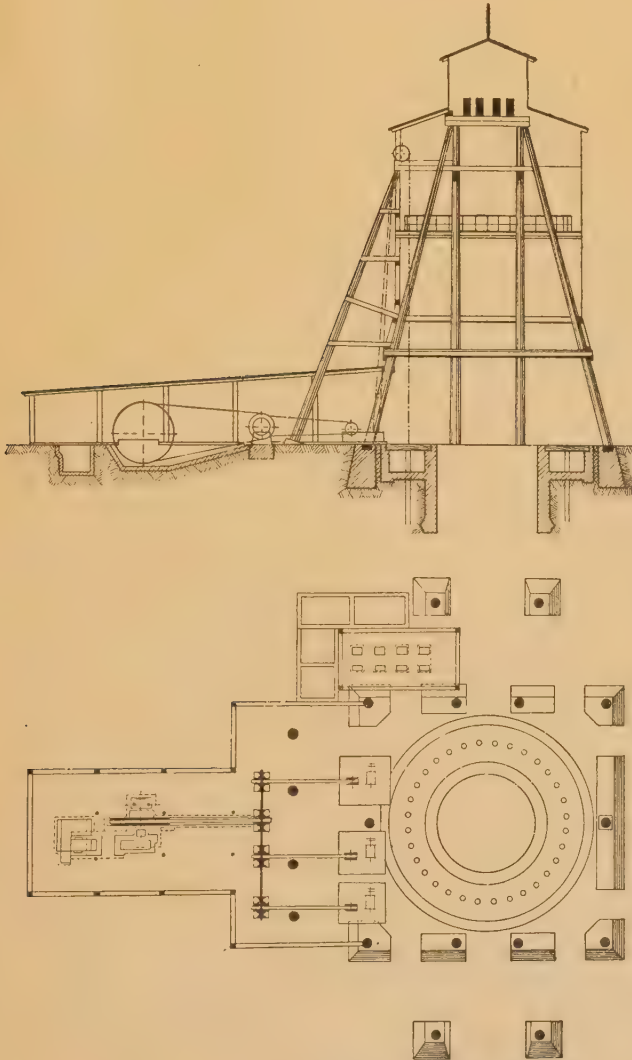


Bild 1. Schema des Bohrgerätes und der Fördereinrichtung über einem Gefrierschacht [5]

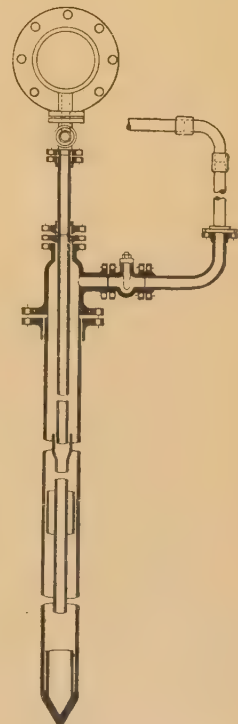


Bild 2. Gefrierrohr mit eingelassenem Fallrohr [5]

Das durch die Erfindung des deutschen Bergbauingenieurs Poetsch [1] seit 1883 bekanntgewordene Gefrierverfahren zur Durchteufung wasserführender Bodenschichten sieht vor, rings um den Bauquerschnitt (Schachtquerschnitt) in lotrechten Bohrlöchern Doppelrohre einzubauen (vgl. Bild 1/2). In die engeren inneren Kühlrohre (Fall- oder Zufüh-

rungsrohre genannt), wird ein flüssiger Kälteträger, die Kältelauge, gepumpt *), welche am Fuß dieser engeren Rohre in das weitere eigentliche Kühlrohr (Gefrier- oder Steigerrohr eintritt und nunmehr in dem Zwischenraum zwischen innerem und äußerem Rohrmantel hochsteigt. Hierbei wird die Kälte des flüssigen Kälteträgers auf das umgebende wasserführende Gebirge abgegeben, so daß lockere Bodenschichten durch Gefrieren des Grundwassers verfestigt werden. Der Gefriervorgang dauert je nach den Baugrundverhältnissen und der erforderlichen Tiefe und Stärke der Frostwand etwa 1 bis 4 Monate. In dem gefrorenen Bodenklötz kann anschließend wie im festen Gebirge ohne Wasserhaltung und sonstige Vorkehrungen der Boden entfernt und schließlich das Bauwerk hergestellt werden. Bei kleinen Schachtquerschnitten werden lockere wasserführende Bodenschichten durch das Gefrieren so fest, daß das Lösen des Bodens unter Einsatz von Sprengmitteln und Druckluftwerkzeugen erfolgen muß.

Felsige Gebirgsschichten in großen Tiefen, die starken Wasserandrang aufweisen, können ebenfalls nach dem Gefrierverfahren abgeteufelt werden. Auch das Versteinerungsverfahren nach J o o s t e n durch Injektion von Chemikalien sowie die ältere Zementinjektion (Zementierung) wurden beim Schachtbau mit Erfolg angewandt. Die Versteinerung mit Zement- und Chemikalieneinpressung besitzt viele Vorzüge, jedoch versagt dieses Verfahren in tonigem und schlammigem Untergrund und in sehr feinen Sandböden; für die Verfestigung solcher Schichten kommt ausschließlich das Gefrierverfahren in Frage. Das Gefrierverfahren besitzt den besonderen Vorzug, daß es beim Abteufen in Wechschichten sowohl für lockeres (Sand, Schlamm, Ton) als auch für festes (Fels) wasserführendes Gebirge anwendbar ist. Wenn das Gefrieren des unterirdischen Wassers erschwert ist, sei es infolge hoher Eigenwärme oder starken Salzgehalts oder auch infolge großer natürlicher Fließgeschwindigkeit oder durch künstliche ständige Wasserentziehung erzeugte Bewegung, so kommt zum Gefrieren das Tiefkälteverfahren [4] in Betracht.

Im Bergbau sind verhältnismäßig kleine Schachtquerschnitte und sehr große Gründungstiefen unter Wasser (500 m und mehr) für die Anwendung des Verfahrens günstig; es hat hier geradezu umwälzend gewirkt. Die hohen Kosten des Verfahrens, die bisher einer ausgedehnten Anwendung bei verhältnismäßig kleineren Gründungstiefen im Bauwesen entgegenstanden, werden u. a. durch die umfangreiche Maschinenanlage für den Doppelkreislauf von Kühllauge und Kältemittel hervorgerufen, wozu noch der Umlauf des Kühlwassers gerechnet werden muß. Ferner sind zahlreiche Rohrleitungen mit Armaturen erforderlich sowie hohe Ausgaben für die dicht stehenden Gefrierrohre und deren Einbau. Schließlich sind noch die Kosten für den Kraftbedarf, der Verbrauch an Kühllauge, Mittel zur Kälteerzeugung und Kühlwasser sowie der Einsatz einer großen Anzahl von Spezialarbeitern beim Bohren der Gefrierlöcher zu erwähnen. Als auch im Bauwesen größere Gründungstiefen häufiger wurden, sind dort die wirtschaftlichen Anwendungsbedingungen des Verfahrens günstiger geworden.

Von den im Bergbau bekanntgewordenen erfolgreichen Anwendungen des Gefrierverfahrens werden nachfolgend einige Beispiele unter Angabe der in einem Absatz (= Gefrierabschnitt) erreichten Tiefe aufgeführt [5]. Bei dem Schacht Beeringen in der Campine (Belgien) betrug die Gefriertiefe 620 m; nach ihm kommen die beiden Zwartbergsschächte in der Campine mit je 560 m, die Wallachsschächte I und II bei Borth (Niederrhein) mit 547 m Gefriertiefe und die Schächte Waterschey mit 520 m und Eysden mit 505 m Gefriertiefe in der Campine. Die bisher umfangreichste Anwendung im Bauwesen fand das Gefrierverfahren beim Bau der Schwimmerschächte der beiden Schiffshebewerke im Zuge des Mittellandkanals in Rothensee und Hohenwarthe, wobei Gründungstiefen von 70 m unter dem Grundwasserspiegel bewältigt wurden.

b) Die Herstellung des Gefrierrohrkranzes [2, 3, 5]

b₁. Die Bohrlöcher

Die Bohrlöcher werden auf dem Boden eines breiten Vorschachtes kranzförmig, wenn möglich in einem Kreise, um den abzuteufenden Schacht angeordnet. Der Abstand des Bohrlochkreises von dem in Aussicht genommenen Umfange des Schachtes schwankt je

*) In Gebieten mit sehr kaltem Klima ist auch die natürliche kalte Luft zur Abkühlung und zum Gefrieren des Bodens in die Rohre geleitet worden.

nach der Tiefe desselben; die Stärke der erforderlichen Frostwand bei den im Bergbau üblichen Schachtdurchmessern (4 bis 7 m) schwankt zwischen 1,5 und 3,5 m, der Abstand der Bohrlöcher untereinander zwischen 1,0 und 1,3 m. Er ist von den Gebirgsschichten und der Gefriertiefe abhängig und von Fall zu Fall zu bestimmen.

Damit alle Bohrlöcher vom Bohrerüst aus (das später auch für die Kübelförderung beim Abteufen mit einer Kippvorrichtung versehen wird) durchgeführt werden können, muß das Gerüst so geräumig sein, daß seine Grundfläche den gesamten Bohrlochkreis umfaßt (vgl. Bild 1). Im Gerüst oder in einem seitlichen Anbau befinden sich 2 bis 3 Bohreinrichtungen, bei Schächten von größerem Durchmesser 5 bis 6, von denen aus die Bohrseile über Rollen geführt und mit Hilfe von verschiebbaren Führungsschlitten über die einzelnen Bohrlöcher geleitet werden können. Eine Antriebsmaschine, eine den Bohreinrichtungen entsprechende Anzahl von Spülwasserpumpen und Handhaspeln sowie eine Kabelwinde sind für die Bohrausrüstung des Turmes erforderlich. In jüngerer Zeit ist das Bohren der Gefrierlöcher mehrfach von beweglichen Bohrtürmen aus betrieben worden. Hierzu werden die Bohrtürme auf einem Stahlrost, der auf zwei konzentrischen, ringförmigen Fundamenten ruht, aufgebaut. Auf diesen Fundamentringen kann der Bohrturm beliebig verschoben werden, so daß er und die gesamte Einrichtung nach Fertigstellung eines Bohrloches nicht abgebrochen zu werden brauchen, sondern in kurzer Zeit zum nächsten Bohrlochansatzpunkt mit eigener Kraft mittels der Bohrwinde verschoben werden können. Auch zwei Bohrräte können auf einem solchen Rost eingesetzt werden.

Die Herstellung der Bohrlöcher erfolgt in der Regel mit dem Meißelbohrer durch Schnellschlagbohrung, da diese Bohrweise die wirtschaftlichste ist und die Löcher hierbei auch am wenigsten aus dem Lot kommen. Nur den tiefsten Teil von 2 oder 3 Löchern pflegt man ausnahmsweise als Kernbohrung niederzubringen, um die Zusammensetzung der Schichten im Bereich der Schachtsohle genauer festzustellen, nachdem bereits durch eine Untersuchungsbohrung vor Ansetzen eines Gefrierschachtes die Schichtfolge erkundet wurde.

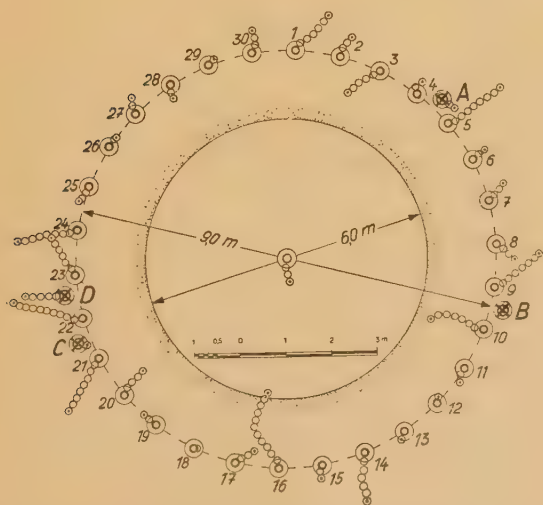


Bild 3a. Anordnung des Gefrierrohrkranzes in Draufsicht. Die zu jedem Bohrlochkreis gehörige Kleinkreiskette deutet die Abweichungen der Bohrung bei verschiedenen Bohrtiefen an (Gesamtbohrtiefe 400 m) [5]

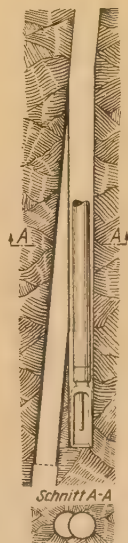


Bild 3b. Keilrohr zum Verdrängen des Bohrmeißels in der lotrechten Bohrrichtung [5]

Die Bohrlöcher werden nur, soweit das Gebirge es erfordert, vorläufig verbohrt. In der Regel läßt man die Verrohrung fort und sucht die Bohrlochstöße durch Dickspülung vor dem Einbrechen zu schützen. Die Dickspülung (Gemisch von Wasser und Tonteilchen)

soll mindestens eine Wichte von 1,3 erhalten, da sonst leicht Hohlräume dadurch entstehen, daß Sand in das Bohrloch strömt und mit dem Spülstrom zutage gefördert wird. Die Spülflüssigkeit darf auch beim Durchbohren von festen Schichten, die im Schwimmsand liegen, nicht verdünnt werden. Sobald die Löcher die erforderliche Teufe erhalten haben, werden die Gefrierrohre eingelassen und danach die etwa eingebrachten Bohrröhre gezogen, soweit dies gelingt. Das untere Ende der Gefrierrohre wird mittels Gewindestopfen verschlossen und wenn nötig verschweißt. Es ist darauf zu achten, daß die obersten Führungsrohre genau senkrecht eingesetzt und so bis zu einer Teufe von 8 bis 15 m hinabgebracht werden. Zweckmäßig wird jedes einzelne Gefrierrohr etwa alle 50 m mittels eines Neigungsmessers [2, 5] abgelotet und sein Verlauf festgestellt. Abweichungen aus der Senkrechten um 0,5 bis 1% der Bohrlochteufe sind trotz aller Vorsicht beim Einbau der Führungen nicht ausgeschlossen, treten bei der neuzeitlichen Bohrtechnik aber seltener auf. Wird die Entfernung zweier Nachbarlöcher voneinander zu groß, so sind Ersatzbohrlöcher unerlässlich. Abb. 3a zeigt den Verlauf der insgesamt 30 Bohrlöcher bei einem mittels Gefrierverfahrens niedergebrachten Schacht von 400 m Teufe in der Draufsicht, wobei die kleinen Kreise den Stand der Bohrung in den verschiedenen Tiefen andeuten.

Die regelmäßige Überwachung des Bohrbetriebes durch Neigungsmesser gibt die Möglichkeit, das Bohrloch wieder in die beabsichtigte Richtung zu bringen. Das geschieht z. B. durch Keilrohre (Abb. 3b), die in das Bohrloch bis zu der Teufe, wo die Ablenkung beginnen soll, eingelassen werden und den Bohrmeißel bei Fortsetzung der Bohrarbeit nach der offenen Seite drängen. Es ist zu empfehlen, die Bohrlöcher nicht in unterbrochener Reihenfolge, sondern beispielsweise zunächst das erste, dritte und fünfte Loch zu bohren, um sodann, je nach dem Verlauf dieser Löcher, das zweite und fünfte Loch anzusetzen. Wenn einige Rohre beim Abteufen freigelegt werden, müssen sie außer Betrieb gesetzt werden.

b₂. Steig- und Fallrohre [2, 5]

Der äußere Durchmesser normaler Gefrierrohre für den Bergbau beträgt 139 mm und die Wandstärke 7,5 mm. Die Verbindung der Gefrierrohre untereinander erfolgt mittels Nippel. Tritt die Kälteflüssigkeit durch Undichtigkeiten aus, so bilden sich Lagenester, in denen das Gebirge weich bleibt und nicht gefriert. Zur Prüfung der Rohrverbindungen auf ihre Dichtigkeit muß der ganze eingelassene Rohrstrang einer Wasserdrukprobe unterworfen werden. Der dabei angewandte Überdruck liegt 10 bis 20 Atmosphären höher als der, den die Gefrierrohre beim Kältebetrieb aufnehmen sollen. Es ist notwendig, darauf zu achten, daß keine Kälteflüssigkeit durch Austritt in das Gebirge verlorengeht. Sinkt der Spiegel der Kältelauge im Verdampfergefäß*), so sind die Leitungen zu den Bohrlochern einzeln aus dem Kreislauf auszuschalten, worauf man an dem etwaigen Fallen des Flüssigkeitsspiegels im Bohrloch schadhafte Rohrleitungen erkennen kann; durch eine neue Verrohrung in dem alten oder in einem Ersatzbohrloch wird der Austritt der Kälteflüssigkeit in das Gebirge verhindert.

Die Fallrohre, die unten offen sind, werden in die weiten Steigrohre eingelassen; sie endigen nahe über dem Abschlußteil der Steigrohre. Der lichte Durchmesser der Fallrohre beträgt 51 mm, ihre Wandstärke 5 mm. Die Verbindung der Fall- und Gefrierrohre miteinander und der Rohranschluß an die Zufluß- und Abflußleitung der Kälteflüssigkeit erfolgt durch ein Kopfstück in der in Bild 2 dargestellten Weise. Die gleichmäßige Verteilung der Lauge auf die einzelnen Fallrohre geschieht durch den oberen Verteilungsring, der an die von der Kälteanlage kommende Hauptleitung angeschlossen ist und von dem die Verbindungsrohre nach sämtlichen Gefrierlöchern hin abzweigen. Durch ein Ventil kann der Zufluß geregelt werden. Der Verteilungsring der Fallrohre

*) Der Laugenspiegel wird während des Betriebes im Laugenausgefäß, welches ebenfalls im Gefrierhaus aufzustellen ist, dauernd beobachtet. Dieses Gefäß ist mit einem Schwimmerschalter nebst Signalapparat ausgerüstet. Der Schwimmerschalter setzt den Antriebsmotor der Laugenpumpe beim Laugenverlust sofort still. Vorher wird die Bedienungsmannschaft durch den Signalapparat auf Unstimmigkeiten in der Laugenmenge aufmerksam gemacht. Außerdem ist es erforderlich, die Laugenmenge aus jedem Loch laufend zu kontrollieren.

besitzt einen kleineren Durchmesser als der Sammelring der Steigrohre, damit die Gefrierrohre von oben her zugänglich bleiben. Die Abflüsse der Steigrohre werden häufig nicht mehr zu einem Sammelring vereinigt. Statt dessen läßt man die Abflüsse frei in einem oder zwei Sammelkästen ausfließen, an die die Rückleitung zur Kälteanlage anschließt. Dadurch kann man jederzeit die aus den Steigrohren abfließende Lauge menge unmittelbar prüfen.

e) Der Gefriervorgang [2, 3, 5, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 41]

c₁. Die Kälteerzeugungsmaschine

Die Kälteerzeugung beruht auf folgendem physikalischen Vorgang: Verdichtet man ein Gas, so erwärmt es sich, und bei der Entspannung verbraucht es diese Wärme, wenn es wieder den Anfangszustand annimmt. Kühlt man das verdichtete Gas künstlich bei seiner Verflüssigung ab, so muß es bei der Entspannung die für diesen Vorgang nötige Wärme sich selbst und der Umgebung entziehen, wodurch weitere Abkühlung eintritt.

Hauptsächlich werden als Kälteerzeuger Ammoniak oder Kohlensäure in flüssigem Zustand benutzt. Die entstehenden kalten Dämpfe werden wiederum verdichtet. 1 kg Ammoniak, das bei 15 bis 20° C verdampft, verbraucht hierbei 290 Wärmeeinheiten (kcal), erzeugt also eine entsprechende Kältemenge. 1 kg Kohlensäure erfordert bei der Verdampfung unter derselben Temperatur etwa 35 Wärmeeinheiten. Dagegen liegt der für die erreichbare tiefste Temperatur maßgebende Siedepunkt bei der Kohlensäure niedriger.

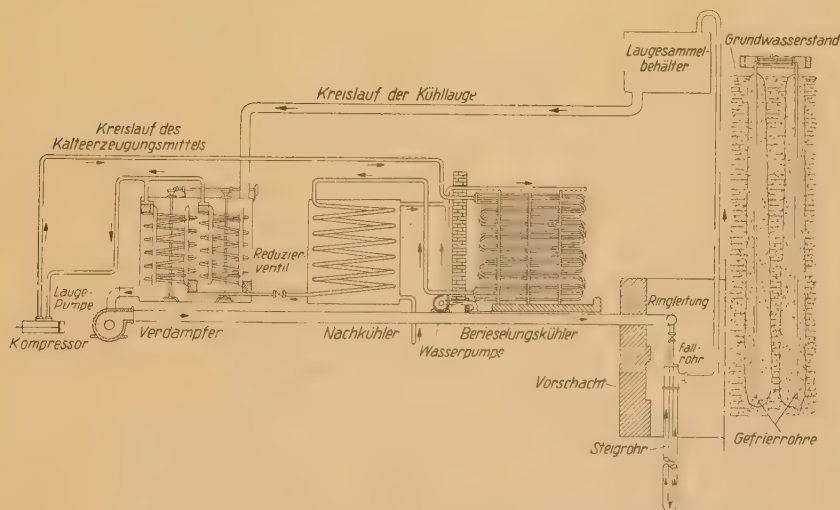


Bild 4. Schema einer Gefrieranlage für Kälteerzeugung durch Kohlensäure [5]

Die maschinelle Einrichtung, die diese Vorgänge bewirkt, besteht aus folgenden Hauptteilen (vgl. Bild 4 u. 4a): dem Kälteverdichter (Kompressor), welcher das durch Entspannen des Kälteerzeugers entstehende Gas verdichtet, dem Verflüssiger (Kondensator) mit dem Kühler, in welchem dem Gas durch Kühlwasser die Verdichtungs wärme entzogen wird, wobei es sich unter dem Druck meist verflüssigt, und schließlich aus dem Verdampfer (Refrigerator), in dem das verflüssigte Gas sich wieder entspannt, wobei es aus dem flüssigen wieder den dampfförmigen Zustand gewinnt. Hier wird die Entspannungswärme dem umgebenden flüssigen Kälte Träger (Kältelauge) entzogen. Das entspannte Gas wird von neuem wieder vom Kompressor angesaugt, während die tiefgekühlte Lauge in getrenntem Kreislauf durch Rohrleitungen dem Ort der Kühlung, hier zum Gefrieren des Gebirges, durch Umlaufpumpen zugeleitet wird. Nachdem die Kältelauge ihre Kälte

im wesentlichen abgegeben hat, tritt sie zu erneuter Abkühlung in den Kessel des Verdampfers zurück.

Für die Kälteerzeugung ist das Kühlwasser (dritter Kreislauf) unentbehrlich; es dient zur Aufnahme der bei der Verdichtung der kalten Dämpfe entstehenden Verdichtungswärme und der bei der darauf folgenden Verflüssigung frei werdenden Verdampfungswärme. Das Wasser wird Pumpenanlagen oder Wasserläufen entnommen. Bei Mangel an frischem, kaltem Wasser wird das erwärmte Wasser aus der Kältemaschine wieder gewonnen und zur erneuten Verwendung in einem getrennten Kreislauf gekühlt. Da die bei der Ver-

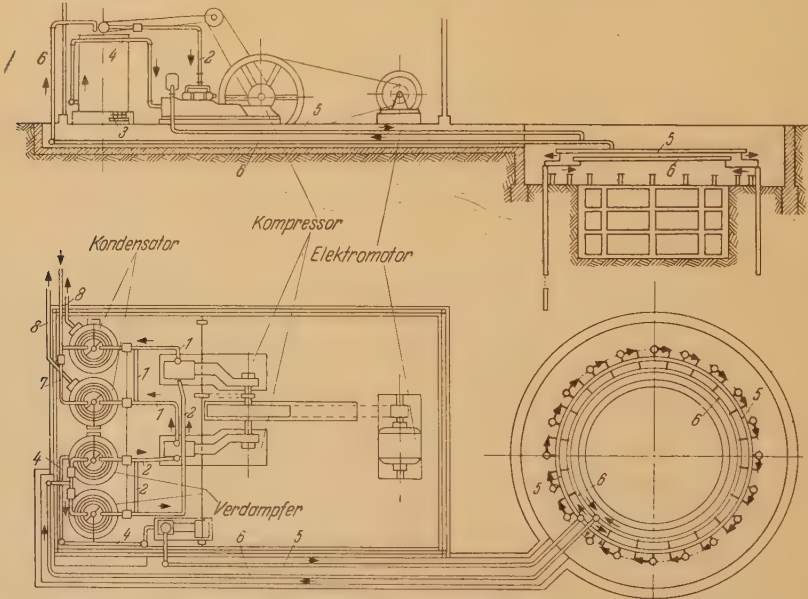


Bild 4a. Ammoniakgefrieranlage der Tiefbau- und Kälteindustrie A.-G., Nordhausen

- | | |
|---|-------------------------------|
| 1. — NH_3 -Druckleitung | 5. — Lauge zum Schacht |
| 2. — NH_3 -Saugleitung | 6. — Lauge zurück vom Schacht |
| 3. — NH_3 -Flüssigkeitsleitung | 7. — Kühlwasserzuleitung |
| 4. — Laugensaugleitung | 8. — Kühlwasserableitung |

verdichtung (Kompression) und der anschließenden Verflüssigung des Kälteerzeugers entstehende Wärme ununterbrochen vom Kühlwasser gebunden und fortgeführt wird, gelingt es, dafür bei der Wiederverdampfung des Kälteerzeugers eine entsprechende Wärmemenge der Kühltalge und durch ihre Vermittlung dem Gebirge zu entziehen. Kältelauge und kälteerzeugendes Gas bewegen sich also getrennt in einem für sich stetig geschlossenen Kreislauf, wobei die Leistung der Kälteerzeugung durch ein Ventil in der Leitung des verflüssigten Gases geregelt wird.

Der Verdichter (Kompressor) gleicht im wesentlichen den für den Betrieb von Preßluftgeräten verwendeten Luftkompressoren und ist je nach der erforderlichen Laugen-temperatur ein- oder zweistufig; zur Schonung der Zylinder und der Kolben wird der Verdichter bisweilen mit einer Wasserkühlung versehen. Das vom Verdampfer angesaugte Gas wird im Verdichter unter starker Erwärmung verdichtet, und zwar wird Ammoniak auf etwa 9 atü (bei neueren Ammoniak-Tiefkälteanlagen auch zweistufig) und Kohlensäure auf etwa 60 bis 75 atü gepreßt.

Als Verflüssiger (Kondensator) werden entweder Berieselungsverflüssiger oder Turmverflüssiger verwendet. Ihre Wärmedurchgangszahl beträgt im laufenden Betrieb 600 bis 700 kcal/0°/m²/h gegenüber nur 200 bis 300 bei den veralteten Tauchverflüssigern. Bei dem Gleichstrom-Berieselungsverflüssiger mit den nebeneinander angeordneten berieselten Rohrwänden muß das Kältemittel die gesamten Rohrschlangen durchlaufen. Bei dem neueren, in Bild 5a₂ wiedergegebenen Steilrohrverflüssiger verteilt es sich dagegen

Berieselungsverflüssiger mit liegenden Rohren für 840 000 kcal/h (Linde's Eismaschinen-A.-G.).

Die gute Wirkungsweise des Berieselungsverflüssigers mit liegenden Rohren beruht zum großen Teil auf der vorzüglichen Rückkühlung des in Form eines Schleiers über die Rohrschlängensysteme herabrieselnden Kühlwassers durch Verdunstung. Bei dieser Bauart ist der Platzbedarf verhältnismäßig groß und deswegen wird sie dort verwendet, wo klimatische Verhältnisse die Rückkühlung des umgewälzten Kühlwassers durch Verdunstung erschweren.

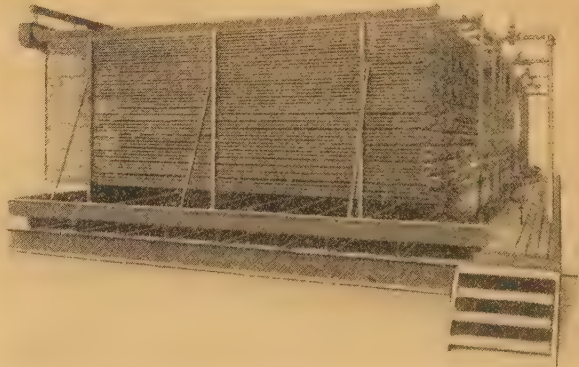


Bild 5a₁

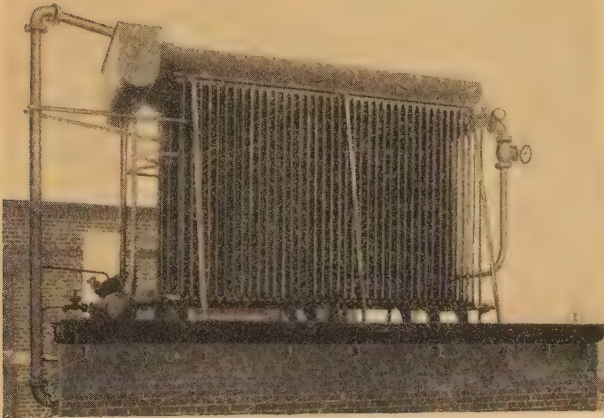


Bild 5a₂

Steilrohr-Verdampfer für 300 000 kcal/h (Linde's Eismaschinen A.-G.)

Der Steilrohrverdampfer ist gekennzeichnet durch die kurzen, senkrechten Verdampferrohre, die oben und unten in waagerechte Sammelrohre derart eingeschweißt sind, daß sie sich nach allen Seiten frei ausdehnen können. Zur Rückführung des flüssigen Kältemittels, das in den Verdampferrohren mit den sich bildenden Dämpfen aufsteigt, verbinden weite Fallrohre in geeigneten Abständen zwischen den Verdampferrohren die Sammelrohre. Diese Anordnung ermöglicht einen lebhaften, dem Wärmeaustausch fördernden Kreislauf des Kältemittels im Innern des Verdampfers, während gleichzeitig die Wärme abgebende Flüssigkeit bei geringem Arbeitsaufwand die äußere Verdampferfläche umspült.

Steilrohr-Berieselungsverflüssiger für 1 000 000 kcal/h (Linde's Eismaschinen-A.-G.)

Die Verdunstung eines Teiles des frei über die Wärmeaustauschflächen rieselnden Wassers kühlt Wasser und Kältemittel zusätzlich ab. Die hohe Wassergeschwindigkeit gewährleistet einen guten Wärmeübergang; dadurch können die Oberflächen klein gehalten werden und der Platzbedarf ist geringer. Der Kältemitteldampf tritt oben ein und die Flüssigkeit fließt unten ab. Die glatten Kühlflächen sind überall zugänglich.

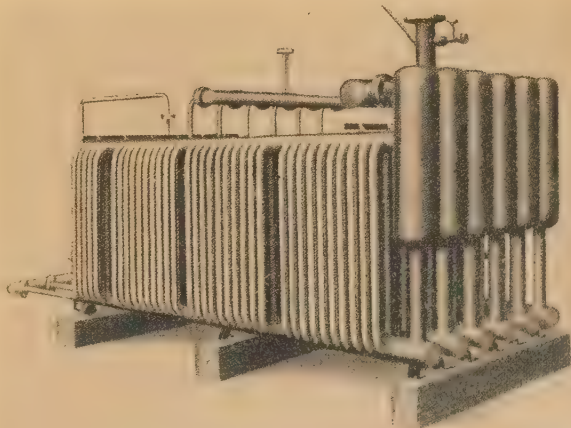


Bild 5b

aus einem waagerechten Verteilrohr gleichmäßig auf die lotrechten berieselten Rohre und sammelt sich verflüssigt im Sammelrohr, daß auf der unteren Seite angebracht ist; von dort wird das verflüssigte Kältemittel abgeleitet, was einen geringeren Widerstand in dem Kreislauf des Kältemittels und eine bessere Wärmeübertragung sichert, als es bei Gleichstromverflüssigern der Fall ist. Der Wasserbedarf der Berieselungsverflüssiger ist sehr gering, da mit Umlaufwasser gearbeitet wird, so daß nur die verdunstete Wassermenge im Wasserkreislauf zu ersetzen ist. Bei Turmverflüssigern ist dagegen der Wasserbedarf drei- bis zehnmal höher, jedoch besteht der Vorteil eines geringeren Platzbedarfes und besserer Wärmeübertragung. Zur Erhöhung der Kälteleistung kann auch ein Nachkühler eingeschaltet werden, der eine Unterkühlung des Kältemittels zustande bringt (vgl. Bild 4). Als Verdampfer (Refrigerator oder Laugekühler) wird heute der Steilrohrverdampfer mit angebautem Abscheider verwendet (Bild 5b). Er hat eine zwei- bis dreimal höhere Wärmeübergangszahl als der alte Tauchverdampfer und wird in ein entsprechend großes, geschlossenes, mit Lauge gefülltes Gefäß eingebaut. Eine gute Wärmeübertragung wird durch eine mittels eines Rührwerkes bewirkte Umlaufgeschwindigkeit der Lauge erreicht; die Kältelauge fließt aus dem gleichen Grund quer zu den Verdampfrohren. Gegen Kälteverluste sind der ganze Behälter und die vor Erwärmung zu schützenden Rohrleitungen mit einer Wärmeschutzhülle umgeben. Von dem Verdampfer wird das noch immer kalte Gas vom Kompressor zu erneutem Kreislauf angesaugt (vgl. Bild 4).

c₂. Die Kälteerzeugungsmittel

Wie bereits erwähnt wurde, läßt sich Ammoniak bei geringerem Druck verflüssigen; man kommt bei Kühlwassertemperaturen von 15 bis 25° C mit Kompressordruck von etwa 9 bis 11 atü gut aus. Die Temperatur, die man bei guten Kühlwasserverhältnissen und geeigneter Konstruktion der Gefrieranlage der Kältelauge verleihen kann, beträgt bei einstufiger Verdichtung bis zu 29° C; wird mehrstufig gearbeitet, so sind Soltemperaturen weit unter -40° C zu erreichen.

Bei Verwendung von Kohlensäure ist zu berücksichtigen, daß diese bei einer Verflüssigungstemperatur von 15° bis 25° C Kompressor drücke von 53 bis 67 atü erforderlich machen; bei einstufiger Verdichtung, guten Kühlwasserverhältnissen und einer Verdampfungstemperatur bis etwa -35° C ist mit einem Kompressionsdruck von über 70 atü in diesem Falle zu rechnen*).

Man zieht Ammoniak der Kohlensäure vor, wenn die Kälteflüssigkeit nicht tiefer als bis -20° C abzukühlen ist. Will man mit tieferen Temperaturen arbeiten, so benutzt man vielfach noch Kohlensäure; dagegen wird bei Neuanschaffungen von Gefrieranlagen heute der Ammoniakanlage mit mehrstufiger Verdichtung der Vorzug gegeben.

Reine Steinsalzlösungen erfordern beim Gefrieren eine Temperatur von -21,2° C. Da nun im Gebirge vorhandene Salzlösungen in der Regel neben Steinsalzlösungen (Chlor-natrium-Lösungen) auch andere Salze als Beimengungen enthalten, wird ein tieferer Gefrierpunkt in derartigen Gebirgsschichten erforderlich. Die hierbei notwendigen Temperaturen von -26 und -27° C setzen eine Kühllauge von -35° C voraus, deren Erzeugung im Tiefkälteverfahren erreicht werden kann**). Tiefkälteanlagen bis -50° C arbeiten mit zweistufiger Verdichtung.

c₃. Der Kälteträger

Es wird meistens eine Chlorkalziumlauge von etwa 28 bis 30° Bé benutzt. Zur Prüfung der Lauge temperaturen sind Thermometer am Kopfe jedes Gefrierrohres einzubauen. Chlorkalziumlauge eignet sich auch für das Tiefkälteverfahren, da sie noch bei -50° C flüssig bleibt. Im deutschen Schachtbau werden für das Tiefkälteverfahren auch Kältelaugen benutzt, die aus einer Mischung von 85 Teilen Chlorkalziumlauge, 10 Teilen Chlormagnesiumlauge und 5 Teilen Methylalkohol bestehen.

Die bewegende Kraft in dem Kreislauf der Kältelauge stellen die Laugepumpen dar.

*) Weitere Vergleiche siehe unter III d).

**) Vgl. H. Joosten, Das Tiefkälteverfahren beim Schachtabteufen, Glückauf 1927, S. 293.

Infolge der Parallelschaltung der Fallrohre an den Verteilungsring fließt die Kältelauge jedem Rohr mit der gleichen Temperatur zu. Aus den Steigrohren gelangt die Kältelauge zum Sammelkasten und von hier zum Verdampfer und zum Schluß wieder zur Pumpe (vgl. Bild 4).

c. Die erforderlichen Wärmeeinheiten

Die für die Herstellung der Frostwand erforderliche Kältemenge läßt sich nur annähernd berechnen. Unter III b) wird hierauf näher eingegangen. Die nachfolgenden Angaben über erforderliche Kältemengen für einige Schachtaufgaben nach praktischen Erfahrungen mögen eine Vorstellung von der Größenordnung der in Frage kommenden Mengen geben sowie von den beträchtlichen Maschinenleistungen, die zu ihrer Erzeugung benötigt werden [weitere Angaben vgl. III b), VII b) und IX b)].

Für die Herstellung eines genügend dicken, geschlossenen Frostzylinders und seine Abkühlung auf -10°C bei 180 m Höhe des zu gefrierenden Gebirges und 6,5 m Abteufdurchmesser sind während der Gefrierdauer 1575 Mio. kcal zu erzeugen. Dann wäre bei Annahme einer Gefrierdauer von 130 Tagen eine stündliche Leistung von 510 000 Kalorien erforderlich, wofür z. B. drei Betriebsmaschinen zu je 175 000 kcal/h und eine gleichwertige Maschine als Aushilfe bereitgestellt werden müßten.

Nach Beginn des Abteufens kommt es nur noch darauf an, die Frostwand zu unterhalten und die Kälteverluste zu ersetzen, so daß eine weit geringere Kältezufuhr als zur Zeit des Gefrierens ausreicht und nur ein Teil der Maschinen in Betrieb zu bleiben braucht.

Für tiefere Schächte sind die Kälteleistungen entsprechend zu erhöhen. Beispielsweise rechnet man für einen Schacht von 300 m Teufe und 6 m lichter Weite mit Kälteleistungen von stündlich 750 000 kcal und für einen gleich weiten Schacht von 500 m Tiefe mit solchen von 1 200 000 kcal.

Nach deutschen Durchschnittsverhältnissen im Bergbau werden für einen Gefrierschacht, der bei 6,5 lichtigem Durchmesser 300 m Teufe erreichen soll und insgesamt etwa 10 000 m Bohrlochlänge erfordert, etwa 35 000 kg Ammoniak, 40 000 kg Chlorkalzium und eine stündliche Kühlwassermenge von 70 m^3 benötigt [5].

Größere mit Wasser, insbesondere mit Salzwasser erfüllte Spalten und Hohlräume in felsigem Gebirge gefährden den Gefriererfolg. In solchen Fällen werden vor dem Gefrieren die Hohlräume durch Zementieren verschlossen. Das Gebirge gefriert alsdann schneller und erhält eine höhere Festigkeit als reines Eis. Brüchige Gebirgsschichten werden ebenfalls vor dem Gefrieren verfestigt. In salzhaltigem Gebirge wird dadurch die Bildung der gefährlichen Solenester in der Frostmauer vermieden.

II. Festigkeitsberechnung der Frostmauer [15, 16, 17, 18]

a) Belastungsannahme

Die Frostwand übernimmt während des Abteufens tiefer, runder Schächte die Aufgabe der Baugrubenumschließung, indem der Bodenaushub innerhalb gefrorener wasserführender Bodenschichten ohne Wandabstützung fortschreitet. Damit die Widerstandsfähigkeit der Frostwand gegen die Belastung durch Wasserdruck und Erddruck ausreicht, ist eine gewisse Stärke derselben um den Ausbaquerschnitt erforderlich. Theoretische Untersuchungen und praktische Erfahrungen geben Aufschluß über die Eigenschaften der Frostwand und ihre Festigkeit, deren Beurteilung angesichts der Unregelmäßigkeit der Frostwirkung und der Veränderlichkeit der Bruchfestigkeit des gefrorenen Bodens je nach der Temperatur und Bodenbeschaffung eine genaue Untersuchung der physikalischen Eigenschaften des gefrorenen Bodens erfordert.

Die innere Begrenzung der Frostwand wird durch die Aushubfläche bestimmt, die ihrerseits von der Abmessung des freien Schachtquerschnittes und der Ausbaustärke der Schachtauskleidung abhängig ist. Die Beschaffenheit der Bodenschichten ist für die Bemessung der Frostwand und der Schachtauskleidung von grundsätzlicher Bedeutung, so daß die genaue Festlegung der Schichtenfolge im Untergrund eine unentbehrliche Grundlage für die Bemessung der Frostwand darstellt. Standfeste Gebirgsschichten, wie z. B. die Schichten der Kreide, die harten Konglomerate des Buntsandsteins usw., die beim Abteufen durchfahren werden, sind für die Frostwandstärke nicht maßgebend, vielmehr

richtet sich diese ausschließlich nach der Festigkeit der gefrorenen, lockeren Gesteinsschichten des Quartärs und des Tertiärs und der mehr oder weniger wasserführenden Schichten anderer Formationen, insbesondere der sogenannten Schwimmsandschichten. Die lotrechte Belastung der Wand wird aus dem Eigengewicht der Frostmauer errechnet und mit $0,1 \gamma_0 H$ kg/cm² eingesetzt, wobei γ_0 das Raumgewicht der wassergesättigten Erdschichten in t/m³ und H die Schachttiefe in m bedeutet.

Zusammenstellung I

Beispiele für Raumgewichte von Bodenschichten (t/m³ *)

Bodenarten	Trocken (wasserfrei gedacht) γ	Wasser- gesättigt γ_0	unter Auftrieb γ_a	gefroren γ_f
Sand, locker . . .	1,3	1,82	0,82	1,77
Sand, mitteldicht .	1,60	2,00	1,00	1,96
Kiessand, dicht . .	2,0	2,24	1,24	2,22
Geschiebelehm . .	2,1	2,3	1,3	2,28
Löß	1,6	2,0	1,0	1,96
Lößlehm	1,85	2,15	1,15	2,12
Plastischer Ton . .	1,6	2,0	1,0	1,96

Die seitliche Frostwandbelastung errechnet sich nach dem seitlichen Wasserdruck und Erddruck, der die äußere Frostwandfläche angreift und proportional der Tiefe wächst. Zu dem Wasserdruck, den man in der Tiefe H mit $H/10$ kg/cm² bemißt, wird der Erddruck durch einen Zuschlag von 0,3 bis 0,8 hinzugerechnet. Dieser Zuschlag ergab sich aus der Erfahrung, nach der bei der Herstellung von Schacht- und Tiefbohrungen eine Bohrtrübe mit dem spezifischen Gewicht 1,3, 1,5 bis zu 1,7 genügt, um die Wandung der Bohrung aufrecht zu erhalten und ihr Zusammenstürzen zu vermeiden. Diese im Schachtbau geltenden Erfahrungswerte für den Erddruck entsprechen auch den von Terzaghi in jüngerer Zeit angegebenen Werten für natürlichen Erddruck in ruhenden Bodenschichten hinter unnachgiebigen Wänden. Hinter den Schachtwänden wird die Bildung von Gleitflächen im Sinne des Coulombschen Ansatzes (aktiver Erddruck), wie es bei gewöhnlichen massiven Stützmauern der Fall ist, nicht zustande kommen. Es gilt für den natürlichen Erddruck die hydrostatische Druckverteilung, wobei der spezifische Erddruck $e_n = \lambda_n \cdot \gamma \cdot H$ ist. Das Raumgewicht des Bodens γ wird innerhalb der wasserführenden Schichten infolge Auftriebs auf etwa $\gamma_a = 1,0$ herabgesetzt. Mit Berücksichtigung der von Terzaghi angegebenen Erfahrungswerte für den Erddruckkoeffizienten λ_n bei ruhenden Bodenschichten wird der spezifische Erddruck e_n wie folgt ermittelt:

Zusammenstellung II

Dichter Sand und Kiessand	$\gamma_a = 1,00-1,24$	$\lambda_n = 0,40-0,45$	$e_n = 0,40-0,60$
Looser Sand	$\gamma_a = 0,82-0,90$	$\lambda_n = 0,45-0,50$	$e_n = 0,37-0,45$
Plastischer Ton und Lehm	$\gamma_a = 1,0-1,15$	$\lambda_n = 0,70$	$e_n = 0,70-0,77$

Außer der Belastung mit seitlichem Wasserdruck und Erddruck und dem Eigengewicht der Frostmauer sind bei der Abteufung in Tiefschächten zur Gründung von Bauwerken gewöhnlich keine anderen Beanspruchungen zu erwarten. Es ist aber bekannt, daß die Anwesenheit von Sole in wasserführenden Schichten je nach dem Sättigungsgrad das Eigengewicht des salzhaltigen Grundwassers erhöhen kann.

In besonderen Fällen sind auch Spannungen wegen ungleichförmiger Druckbelastung des Schachtquerschnittes zu erwarten. Ungleichförmiger Druck kann zunächst beim

*) Vgl. Kögler und Scheidig: Baugrund und Bauwerk, 5. Aufl., S. 41, Berlin 1948, Wilh. Ernst & Sohn.

Schachtabteufen durch verschiedene Abstände der Bohrlöcher entstehen; zu große Kältevermehrung an einer Stelle kann eine ungleichmäßige Volumenvergrößerung des Eises verursachen und dadurch eine ungleichförmige Belastung der Frostwand und der Schachtauskleidung herbeiführen. Ungleichmäßige Belastungen entstehen ferner durch Tonschichten, welche ihrer Lagerung nach bedeutende einseitige Druckkräfte auszuüben vermögen, die den hydrostatischen Druck verändern und auch übersteigern können. Geologische Störungen der Untergrundschichten, die eine außergewöhnliche Belastung der Frostwand und der Schachtauskleidung herbeiführen, können durch Untersuchung des geologischen Aufbaus des Untergrundes und Auswahl der Gründungsstelle vermieden werden. Die Bekämpfung von Störungen, die in eigentlichen Bergbauschächten durch Abbau der Kohlschichten auftreten, sind im Rahmen dieser Arbeit nicht zu behandeln.

b) Bodenphysikalischer Vorgang beim Vordringen des Frostes im Erdreich

Als Grundlage aller Berechnungen gilt die Festigkeit der gefrorenen Bodenmassen. Hierbei zeigt es sich, daß die Zeitdauer des Gefrierens der Frostwand ihre Stärke und Festigkeit beeinflußt. Das Vordringen des Frostes in der Erde ist ein physikalischer Vorgang, der mathematisch erfaßt werden kann. Wir beziehen uns weiterhin auf A. J o n a s [16], der den Temperaturverlauf im Boden beim Gefrieren sehr übersichtlich dargestellt hat. Trotz der verschiedenen Bedingungen, unter denen die Frostentwicklung im Boden vor sich geht (Bodenbeschaffenheit, geologische Zusammensetzung des Untergrundes, Wassergehalt, chemische Zusammensetzung des Wassers, Zusammenrückung und Plastizität des gefrorenen Gebirges usw.), erleichtern die theoretischen Erkenntnisse über das Vordringen des Frostes in gleichmäßigen Erdschichten die Beurteilung der Abwicklung des Frostvorganges im natürlichen Boden. Die Aufgabe, wie sie in der Theorie der Wärmelehre aufgestellt wird, lautet: Die feuchte Erde mit der Temperatur ϑ_2 wird einer konstanten Kälteeinwirkung unter der Temperatur ϑ_1 ausgesetzt. Die Tiefe ξ , welche der Frost nach einer bestimmten Zeit t erreicht, wenn die Frostgrenze $\vartheta_0 = 0^\circ \text{C}$ in der Erde fortschreitet, wird in der Wärmelehre durch die Formel:

$$\xi = q \sqrt{t} \quad (1)$$

angegeben; hierbei sind ξ in m und t in Stunden einzusetzen. Diese sehr einfache Formel (1) enthält den Proportionalitätskoeffizienten q , der auf Grund einer sehr entwickelten Beziehung ermittelt werden muß. Die Gleichung (2), die zur Bestimmung des Koeffizienten q dient, ist in der nachstehenden Tafel (Bild 6) aufgestellt; die in der Gleichung auftretenden physikalischen Größen sind auch dort erläutert.

Der Übersichtlichkeit halber ist eins von den drei Beispielen, die zur Bestimmung des Koeffizienten q bei verschiedener Bodenbeschaffenheit und Wassergehalt durchgeführt werden, tabellenmäßig in Bild 7 zusammengestellt. Das erste Beispiel gilt für wasserführende Sandsteinschichten mit einem gewichtsmaßigen Wasserzusatz von 20%, die Gebirgsschichten werden auf eine Frosttemperatur bis zu -20°C abgekühlt. Das zweite Beispiel betrifft gleichartige Gebirgsschichten, jedoch mit einem niedrigeren Wasserzusatz von 10%. Das dritte Beispiel bezieht sich auf tonige Erdschichten mit einem Wasserzusatz von 20%, die ebenfalls bis auf -20°C abgekühlt werden.

In der genannten Formel nach Bild 6 sind mehrere physikalische Größen, die den Wärmevergang in einem zusammenhängenden Maße beeinflussen, enthalten; unter diesen stellt Q_0 die Wärmemenge dar, die den Gebirgsschichten entzogen wird. Sie richten sich nach der Gesteinsart und dem Wassergehalt der Gebirgsschichten. Tonboden und Sandstein sind geologisch die Gegenpole. Bei der Bestimmung von Q_0 spielen das spezifische Gewicht der Gesteinsmassen, ihr Wärmeleitfähigkeit, ihre spezifische Wärme und andere wärmetechnische Koeffizienten eine entscheidende Rolle. Die Zahlenwerte der physikalischen Koeffizienten, die in der Tabelle nach Bild 6 näher erläutert werden, sind für die tabellarischen Rechnungen von Bild 7 dem Taschenbuch für Kältetechnik von Pohlmann [15, 76] entnommen.

Für die Berechnung der Wärmemenge Q_0 kann man durchschnittlich ohne Rücksicht auf Temperaturänderungen die spezifische Wärme für feste Kalk- und Sandgesteine mit 0,22,

Thermophysikalische Beziehung zwischen den Kennziffern des Frostvorganges in der Erde (2)

$$\frac{Q_0 \cdot \gamma_2 \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot q = b_1 (\vartheta_0 - \vartheta_1) \frac{e^{\frac{q^2}{4a_1}}}{G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_1}}\right)} + b_2 (\vartheta_0 - \vartheta_2) \frac{e^{\frac{q^2}{4a_2}}}{1 - G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_2}}\right)}}{x = g(q) \qquad \qquad \qquad x = f(q)}$$

Q_0 = Wärmemenge in kcal/kg des feuchten Gesteins, die aus der wasserführenden Schicht zu entziehen ist.

$\gamma_{1,2}$ = Raumgewicht in kg/m³ des gefrorenen (₁) und des nichtgefrorenen (₂) Gesteins (mit Wassergehalt).

$\lambda_{1,2}$ = Wärmeleitfähigkeit kcal/m.h. °C des gefrorenen (₂) und des nichtgefrorenen (₁) Gesteins mit Wassergehalt.

$c_{1,2}$ = spez. Wärme kcal/kg °C des gefrorenen und des nichtgefrorenen Gesteins mit Wassergehalt.

$b_{1,2} = \sqrt{\lambda_{1,2} \cdot c_{1,2} \cdot \gamma_{1,2}}$ kcal/(m² · h^{1/2} · °C) Wärmeströmungsbeiwert vor und nach dem Gefrieren.

$a_{1,2} = \frac{\lambda_{1,2}}{c_{1,2} \cdot \gamma_{1,2}}$ m²/h Temperaturleitfähigkeit vor und nach dem Gefrieren.

$G(y) = G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_{1,2}}}\right)$ Gaußsches Fehlerintegral für $y = \frac{q}{\sqrt{4a_{1,2}}}$

$$G(y) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^y e^{-y^2} dy$$

ϑ_0 = Grenze der Frosttemperatur, für Wasser 0°C.

ϑ_1 = Minustemperatur in °C der Frostquelle.

ϑ_2 = Natürliche Temperatur der Gesteinsschichten.

Bild 6. Formel zur Ermittlung des Koeffizienten „q“ für den Frostfortschritt im Erdreich [15]

Berechnungsbeispiel zur Ermittlung des Frostfortschrittes im Sandstein mit 20 % Wasserzusatz zum Gesteingewicht bei verschiedenen Frosttemperaturen der Gefrieranlage nach Jonas

d) Tabellenwerte für das Gaußsche Fehlerintegral

y	G(y)	y	G(y)
0,0	0,0	2,0	0,9953223
0,10	0,1124630	3,0	0,9999779
0,50	0,5204999	4,0	0,9999998458
1,00	0,8427008	4,8	0,99999999999
1,50	0,9661052	∞	1,0

e) Zugehörige Werte für „q“ und „G(y₁, 2)“

q	y ₁	G(y ₁)	q	y ₂	G(y ₂)
1/10	1,11	0,88353	1/10	2,16	0,99774
1/15	0,74	0,70467	1/15	1,44	0,95829
1/20	0,56	0,57161	1/20	1,08	0,87332
1/30	0,37	0,39920	1/30	0,70	0,67780
1/40	0,28	0,30788	1/40	0,54	0,55493
1/50	0,22	0,24429	1/50	0,43	0,45688

f) Punktwerte für die Kurvengleichung $x = f(q)$

$$x = b_1 (\vartheta_0 - \vartheta_1) \frac{e^{-\frac{q^2}{4a_1}}}{G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_1}}\right)} + b_2 (\vartheta_2 - \vartheta_0) \frac{e^{-\frac{q^2}{4a_2}}}{1 - G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_2}}\right)}$$

$$= 39,1 \cdot 20 \frac{e^{-\frac{q^2}{4 \cdot 1/500}}}{G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_1}}\right)} + 34,6 \cdot 15 \frac{e^{-\frac{q^2}{4 \cdot 1/1875}}}{1 - G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_2}}\right)}$$

$$= 782 \frac{e^{-\frac{q^2}{1/125}}}{G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_1}}\right)} + 519 \frac{e^{-\frac{q^2}{1/489}}}{1 - G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_2}}\right)}$$

a) Gegeben

$$\gamma_1 = 2500 \sim \gamma_2 = 2500 \quad \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$$

$$\lambda_1 = 1,75 \quad \lambda_2 = 0,8 \quad \text{kcal} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{Grad}^{-1}$$

$$c_1 = 0,35 \quad c_2 = 0,6 \quad \text{kcal} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{Grad}^{-1}$$

$$b_1 = \sqrt{\lambda_1 \cdot c_1 \cdot \gamma_1} \quad b_2 = \sqrt{\lambda_2 \cdot c_2 \cdot \gamma_2} \quad \text{kcal} \cdot \text{m}^{-0,5} \cdot \text{h}^{-0,5} \cdot \text{Grad}^{-1}$$

$$= 39,1 \quad = 34,6$$

$$a_1 = \frac{\lambda_1}{c_1 \cdot \gamma_1} \quad a_2 = \frac{\lambda_2}{c_2 \cdot \gamma_2} \quad \text{m}^2 \cdot \text{h}^{-1}$$

$$= \frac{1}{500} \quad = \frac{1}{1875} \quad \text{m}^2 \cdot \text{h}^{-1}$$

b) Bekannt

spez. Wärme [c] kcal·kg⁻¹·Grad⁻¹

Kalksandstein trocken 0,22

Sandstein „ 0,22

Torf „ 0,45

Wasser 1,00

Eis 0,505

Übergang von

Wasser zu Eis 80,0

c) Ermittlung der Wärmemenge Q_0

1 kg festes Gestein und 0,20 kg Wasser werden auf die Temperatur der Frostquelle abgekühlt. Die zu entziehende Wärmemenge Q_0 setzt sich wie folgt zusammen:

I. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -20^\circ \text{C}$

$$1 \text{ kg Gestein von } +15^\circ \text{ auf } -20^\circ \text{C} = 35 \cdot 0,22 = 7,7 \text{ kcal}$$

$$1/5 \text{ kg Wasser von } +15^\circ \text{ auf } 0^\circ \text{C} = 15/5 = 3,0 \text{ kcal}$$

$$1/5 \text{ kg Wasser von } 0^\circ \text{ in Eis von } 0^\circ \text{C} = 80/5 = 16,0 \text{ kcal}$$

$$1/5 \text{ kg Eis von } 0^\circ \text{ auf } -20^\circ \text{C} = 20 \cdot 0,5/5 = 2,0 \text{ kcal}$$

$$Q_0 = 28,7 \text{ kcal/kg Gestein}$$

II. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -15^\circ \text{C}$

$$Q_0 = 27,1 \text{ kcal/kg „}$$

III. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -10^\circ \text{C}$

$$Q_0 = 25,5 \text{ kcal/kg „}$$

IV. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -5^\circ \text{C}$

$$Q_0 = 23,9 \text{ kcal/kg „}$$

I. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -20^\circ \text{C}$

$$q = 1/10 \quad x = \frac{782}{125} + \frac{519}{489} \cdot \frac{0,88353 \cdot 2,7^{100}}{(1 - 0,99774) \cdot 2,7^{100}}$$

$$= 256 + 2177$$

$$= 2433$$

$$q = 1/15 \quad x = \frac{782}{125} + \frac{519}{489} \cdot \frac{0,70467 \cdot 2,7^{225}}{(1 - 0,95829) \cdot 2,7^{225}}$$

$$= 641 + 1567$$

$$= 2208$$

$$q = 1/20 \quad x = \frac{782}{125} + \frac{519}{489} \cdot \frac{0,57161 \cdot 2,7^{400}}{(1 - 0,87332) \cdot 2,7^{400}}$$

$$= 1006 + 1280$$

$$= 2286$$

$$q = 1/30 \quad x = \frac{782}{125} + \frac{519}{489} \cdot \frac{0,39920 \cdot 2,7^{900}}{(1 - 0,67780) \cdot 2,7^{900}}$$

$$= 1703 + 959$$

$$= 2262$$

$$q = 1/40 \quad x = \frac{782}{125} + \frac{519}{489} \cdot \frac{0,30788 \cdot 2,7^{1600}}{(1 - 0,45688) \cdot 2,7^{1600}}$$

$$= 2351 + 870$$

$$= 3221$$

$$q = 1/50 \quad x = 3844$$

II. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -15^\circ \text{C}$ [$b_1 \cdot \vartheta_1 = 586,5$]

q	x = f(q)
1/10	192 + 2177 = 2369
1/15	480 + 1567 = 2047
1/20	754 + 1280 = 2034
1/30	1276 + 959 = 2235
1/40	1762 + 870 = 2632
1/50	2286 + 796 = 3082

III. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -10^\circ \text{C}$ [$b_1 \cdot \vartheta_1 = 391$]

q	x = f(q)
1/10	128 + 2177 = 2305
1/15	320 + 1567 = 1887
1/20	503 + 1280 = 1783
1/30	851 + 959 = 1810
1/40	1175 + 870 = 2045
1/50	1524 + 796 = 2320

IV. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -5^\circ \text{C}$ [$b_1 \cdot \vartheta_1 = 195,5$]

q	x = f(q)
1/10	64 + 2177 = 2241
1/15	160 + 1567 = 1727
1/20	251 + 1280 = 1531
1/30	425 + 959 = 1384
1/40	587 + 870 = 1457
1/50	762 + 796 = 1558

g) Punktwerte für die Geradengleichung $x = g(q)$

$$x = Q_0 \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot q$$

I. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -20^\circ \text{C}$ $Q_0 = 28,7 \text{ kcal/kg}$

q = 1/15	q = 1/20	q = 1/40
x = 4233	x = 3174	x = 1587

II. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -15^\circ \text{C}$ $Q_0 = 27,1 \text{ kcal/kg}$

q = 1/15	q = 1/20	q = 1/40
x = 4016	x = 3014	x = 1507

III. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -10^\circ \text{C}$ $Q_0 = 25,5 \text{ kcal/kg}$

q = 1/15	q = 1/20	q = 1/40
x = 3740	x = 2805	x = 1402

IV. Bei Frostquelle $\vartheta_1 = -5^\circ \text{C}$ $Q_0 = 23,9 \text{ kcal/kg}$

q = 1/15	q = 1/20	q = 1/40
x = 3525	x = 2644	x = 1322

für Torf 0,45, für Wasser 1,0 und für Eis 0,50 in kcal/kg °C einsetzen. Beim Übergang vom Wasser zum Eis wird dem gefrorenen Wasser eine Wärmemenge von 80 kcal · kg⁻¹ entzogen.

Die analytische Lösung der Gleichung nach Bild 6 ist rechnerisch nicht möglich, die Lösung erfolgt am einfachsten graphisch. Die linke Seite der Gleichung stellt eine Gerade dar, $x = g(q)$, die rechte Seite eine Kurve $x = f(q)$. Bei der Durchführung der Berechnungsbeispiele wird es nötig, zur Ermittlung von Werten für die Kurvengleichung $x = f(q)$ den aus Bild 6 ersichtlichen Ausdruck $G(y)$ zu berechnen. Diese Funktion, die aus der Wahrscheinlichkeitsrechnung mit dem Namen „Gaußsches Fehlerintegral“ bekannt ist, setzt sich zusammen aus zwei Faktoren, der Konstanten $2\pi^{-\frac{1}{2}}$ und dem Integral

$$\int_0^y e^{-y^2} dy$$

Dieses Integral ist nach den allgemeinen Gesetzen der Integration nicht zu lösen, sondern nur mit Hilfe der Integration unendlicher Reihen. Tafeln geben Werte des Integrals für den praktischen Gebrauch an. Für die beiden Grenzwerte von y (null und unendlich) nimmt die Funktion $G(y)$ die Zahlenwerte null und eins an.

Bei der Durchführung des Berechnungsbeispiels 1 (Bild 7) zur Ermittlung von Werten für die Kurvengleichung $x = f(y)$ sind die hier in Betracht kommenden Zahlenwerte des Gaußschen Integrals aus dem Bereich der niedrigeren Werte dieser Funktion zu entnehmen.

$$\text{Für } a_1 = 1/500 \text{ ist } y_1 = q : (4a_1)^{\frac{1}{2}} = 11,1 \, q$$

$$\text{Für } a_2 = 1/1875 \text{ ist } y_2 = q : (4a_2)^{\frac{1}{2}} = 21,6 \, q$$

Da nun der Koeffizient q sich in der Größenordnung 1/10 bis 1/50 bewegt, lassen sich die Werte y_1 und y_2 in dem Bereich 1 bis 0,20 und 2 bis 0,50 ordnen.

Beispiel 1. (Sandstein mit Wassergehalt, festes Gestein zu Wasser 100 : 20). Zuerst werden der rechte Teil der Gleichung in Bild 6, d.h. die Kurvengleichung $x = f(q)$ für die in Bild 7 gegebenen Werte von q , $G(y_1)$ und $G(y_2)$ ausgewertet und dadurch Punktwerte der transzendenten Kurve $x = f(q)$ ermittelt. Aus den gewonnenen Werten bei der Gefriertemperatur $\vartheta_1 = -20^\circ \text{C}$ wird in Bild 8 eine Kurve in dem Achsensystem (x, q) gezeichnet. Durch Wiederholung der Rechnung für Gefriertemperaturen $\vartheta_1 = -5^\circ \text{C}$, -10°C und -15°C entsteht die Kurvenschar A_1 in Bild 8.

Nunmehr wird die Berechnung für die entsprechende Schar A_1 der Geraden $x = g(q)$, die aus dem linken Teil der Gleichung nach Bild 6 gewonnen werden, durchgeführt. Jede der Geraden A_1 (vgl. Bild 8) wird durch Errechnung von 2 Punktwerten aus der Gleichung $x = g(q)$ gezeichnet [vgl. Bild 6 unter c) und g)].

Für $\vartheta_1 = -20^\circ \text{C}$	$Q_0 = 28,7 \text{ kcal/kg}$	$x = 63573 \, q$
„ $\vartheta_1 = -15^\circ \text{C}$	$Q_0 = 27,1$ „	$x = 60240 \, q$
„ $\vartheta_1 = -10^\circ \text{C}$	$Q_0 = 25,5$ „	$x = 56100 \, q$
„ $\vartheta_1 = -5^\circ \text{C}$	$Q_0 = 23,9$ „	$x = 52879 \, q$

Jeder der gesuchten Werte des Koeffizienten q für die Auswertung der Formel (1) $\xi = q \cdot (t)^{\frac{1}{2}}$ wird nunmehr aus dem Schnittpunkt des entsprechenden Kurven- und Gerade-paares, wie es bei der Durchrechnung der Gleichung in Bild 6 unter den Voraussetzungen des Beispiels 1 ermittelt wurde, graphisch bestimmt (vgl. Bild 8):

$\vartheta_1 = -20^\circ \text{C}$	-15°C	-10°C	-5°C
$q = 1/25,4$	$1/27,6$	$1/31$	$1/37,2$

Beispiel 2. Die bodenphysikalischen Annahmen, die für die Durchführung dieses Beispiels zugrunde gelegt wurden, unterscheiden sich von denen des Beispiels 1 nur in bezug auf den Wassergehalt des zu gefrierenden Bodens. Hier ist das Gewichtsverhältnis des festen Gesteins zum Wassergehalt 100 : 10. Dadurch werden die Werte, die aus dem rechten Teil der Gleichung Bild 6 für verschiedene Gefriertemperaturen ermittelt

wurden (vgl. Bild 7), nicht berührt; die Kurvenschar A_1 des Beispiels 1 ist auch für das Beispiel 2 gültig. Durch die Änderung des Wassergehalts wird nur die zu entziehende Wärmemenge Q_0 aus den Bodenschichten geändert und der numerische Wert der Gleichung $x = g(q)$, die den linken Teil der in Bild 6 angegebenen physikalischen Beziehung darstellt. Die Schar der Geraden A_2 ist mit folgenden Gleichungen bezeichnet:

$\vartheta_1 = -20^\circ \text{ C}$	$Q_0 = 18,2 \text{ kcal/kg}$	$x = 40495 \cdot q$
$\vartheta_1 = -15^\circ \text{ C}$	$Q_0 = 16,85 \text{ kcal/kg}$	$x = 37481 \cdot q$
$\vartheta_1 = -10^\circ \text{ C}$	$Q_0 = 15,50 \text{ kcal/kg}$	$x = 34488 \cdot q$
$\vartheta_1 = -5^\circ \text{ C}$	$Q_0 = 14,5 \text{ kcal/kg}$	$x = 31484 \cdot q$

Die gesuchten Werte für den Koeffizienten q werden nun graphisch ermittelt, und zwar aus den Schnittpunkten der Kurvenschar $A_{1,2}$ und der Schar der Geraden A_2 (vgl. Bild 8):

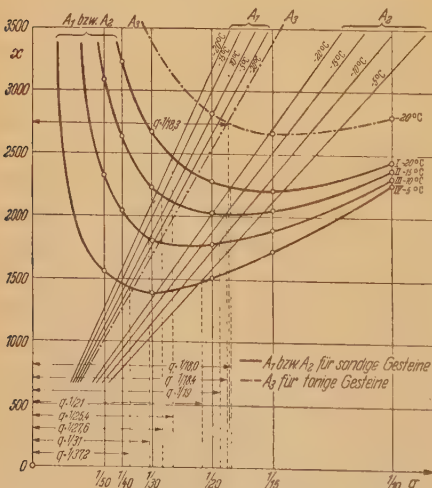
$\vartheta_1 = -20^\circ \text{ C}$	-15° C	-10° C	-5° C
$q = 1/18$	$1/18,4$	$1/20$	$1/21$

Beispiel 3. Für die Errechnung dieses Beispiels werden tonige Gesteinschichten mit einem Gewichtsverhältnis der festen Bodenteile zum Wasser 100:20 zugrunde gelegt und diese bis -20° C zum Gefrieren gebracht. Die Zahlenwerte für die physikalischen Koeffizienten der Gleichung (2) (vgl. Bild 6) werden hier wie folgt angenommen [15, 76]:

Spez. Gewicht	$\gamma_1 = \gamma_2$	$\gamma_2 = 2000 \text{ kg/m}^3$
Wärmeleitfähigkeit	$\lambda_1 = 2,0$	$\lambda_2 = 2,0 [\text{kcal m}^{-1} \text{ h}^{-1} \text{ Grad}^{-1}]$
Spezifische Wärme	$c_1 = 0,4$	$c_2 = 0,8 [\text{kcal kg}^{-1} \text{ Grad}^{-1}]$
Wärmeeintrömfähigkeit	$b_1 = 40$	$b_2 = 56,5 [\text{kcal m}^{-2} \text{ h}^{-0,5} \text{ Grad}^{-1}]$
Temperaturleitfähigkeit	$a_1 = 1/400$	$a^2 = 1/800 [\text{m}^2 \text{ h}^{-1}]$

Für die rechte Seite der Gleichung, die in Bild 6 dargestellt ist, werden in der gleichen Weise wie in Tabelle in Bild 7 folgende Werte für die Frosttemperatur -20° C errechnet:

q	$x = f(q)$
1/10	$352 + 2436 = 2788$
1/15	$800 + 1856 = 2656$
1/20	$1200 + 1610 = 2810$
1/40	$1740 + 1208 = 2949$



einwirkung und der Temperatur der Frostquelle ergeben. Die Kurve I wurde für Sandstein mit Wassergehalt 100 : 20 und Temperatur der Frostquelle -5°C errechnet. Der Koeffizient q ist hier mit dem Wert $1/37,2$ gegeben (vgl. Beispiel 1). Die Kurve II ist für die gleichen Gesteinsverhältnisse, jedoch bei einer Frostquelle von -15°C maßgebend, wobei $q = 1/27,6$ ist; die Kurve III ist für Sandstein mit Wassergehalt 100 : 10 und gleicher Temperatur der Frostquelle -15°C maßgebend. Hier ist $q = 1/18,4$ zu setzen. Die Werte von q sind durch graphische Ermittlung aus der Abb. 8 entnommen. Es stellt sich heraus, daß nach 7200 Stunden bzw. 300 Tagen, d. h. nach 10 Monaten Wirkungsdauer der Frostquelle, bei Wassergehalt 100 : 20 und -5°C Frosttemperatur die Frostwandstärke 2,20 m beträgt, dagegen bei gleichem Wassergehalt und -15°C Frosttemperatur die Frostwandstärke in dem gleichen Gestein 3,07 m erreicht. Mit niedrigerem Wassergehalt und gleicher Temperatur der Frostquelle erreicht die Frostwandstärke in dem gleichen Zeitraum 4,7 m. Die Frostwandstärken für kleinere Zeitabschnitte sind in Bild 9 einander gegenübergestellt. Der Wert des Koeffizienten q bei Sandstein steigt z. B. von $1/37,2$ bei -5°C auf $1/25,4$ bei -20°C und Wassergehalt 100 : 20 bzw. von $1/21$ auf $1/18$ bei Wassergehalt 100 : 10, d. h. der Frostvorgang bei -15°C ist viel schneller als bei einem Gefälle von nur -5°C auf $+15^{\circ}\text{C}$ Gesteinstemperatur (vgl. Abb. 8 Kurve I und II). In 10 Monaten ist die Frostwand bei dem größeren Temperaturgefälle um 80 cm stärker gewachsen. Die Mächtigkeit der äußeren Frostwand erreicht danach nach etwa einem Jahr nur Werte zwischen 3 m und allerhöchstens bei günstigen Wasserverhältnissen 5 m. Das Vordringen des Frostes wächst nach der Formel (1) mit der Wurzel der zeitlichen Wirkung der Frostquelle. Diese theoretischen Ergebnisse decken sich mit den in der Praxis festgestellten Frosttiefen und zeigen, daß nach langen Zeiträumen mit einem unerwartet kleinen äußeren Frostmauerzuwachs zu rechnen ist. Diese Erkenntnis ist in wirtschaftlicher Hinsicht sehr wichtig, weil damit alle Anschauungen über weitgehende Mächtigkeiten jeder Begründung entbehren.

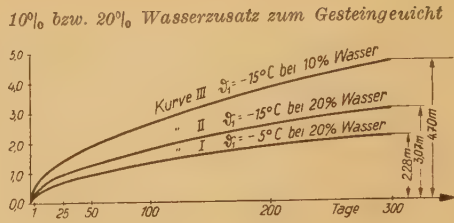
Die in Bild 6 dargestellte Formel (2) gibt die Bedeutung der Wärmekennziffer nach der Beschaffenheit des Gesteins mit Deutlichkeit an. Die Wärmeeinströmfähigkeit, die durch den Koeffizienten $b = \sqrt{\lambda \cdot c \cdot \gamma}$ eingeführt wird, beträgt im ersten Beispiel bei Sandstein $b_2 = 34,6$, im dritten Berechnungsbeispiel bei tonigen Gesteinen 56,5. Der Koeffizient q ist hiernach im ersten Fall $1/25,4$, im zweiten Fall $1/18,3$ groß, d. h. der Fortschritt der Frostwandbildung geht bei einem größeren Wert b (Ton) schneller vor sich als bei einem kleineren b (Sandsteinschichten). Bemerkenswert ist, daß nicht die Wärmeleitfähigkeit λ oder die spezifische Wärme des wasserführenden Gesteins c allein mehr oder weniger durch ihre Größe den Frostfortschritt bestimmen, sondern ihr Verhältnis zueinander und zum Gewicht des Gesteins. Ohne genaue Rechnung läßt sich also aus der Kenntnis einzelner Wärmekennziffern nicht auf die Gefrierbarkeit der betreffenden Gesteinsmassen schließen.

Der Einfluß des Wassergehaltes auf den Fortschritt des Frostes sei als ein weiteres Beispiel erwähnt und als ein Hinweis auf die Genauigkeit, mit der alle Erscheinungen des Frostvorganges weitgehend durch die in Bild 6 dargestellte Formel erfaßt werden. Ein Vergleich der Scharen der Geraden A_1 und A_2 bei Bild 8 zeigt, daß der Frostfortschritt bei geringem Wassergehalt schneller ist. Bei der gleichen Bodenbeschaffenheit ergab die Rechnung eine um 1,60 m größere Frostmauer bei Wassergehalt 100 : 10 gegenüber der 3,10 m starken Frostmauer bei Wassergehalt 100 : 20.

Die durchgeführten Berechnungsbeispiele geben für den Koeffizienten q Zahlenwerte, die in der Bergbaupraxis öfter vorkommen. Bei sehr ungünstigen Verhältnissen, z. B. Wasserreichtum (Schwimm sandschichten, hoher Tongehalt, Vorkommen von Braunkohle), wird die Frostwandbildung noch geringere Stärke als 3 m bei -15°C Frosttemperatur annehmen. Entgegengesetzt verhalten sich Bodenschichten mit geringem Wassergehalt, wobei aber das Gefrierverfahren ohne praktische Bedeutung ist.

c) Das Temperaturgefälle innerhalb und außerhalb des Ringes der Gefrierrohre [16]

In der Abb. 10 wird eine Formel (3) für den Temperaturverlauf im gefrorenen Gebirge mit Bezug auf den Abstand ξ der gefrorenen Gesteinsmassen von der Kältequelle mit der Frosttemperatur ϑ_1 dargestellt. In einer tabellarischen Zusammenstellung werden die Temperaturwerte der Gesteinsmassen ermittelt, wie sie sich bei zwei Sandsteinschichten



Abhängigkeit der Frostwandstärke von der Dauer der Frosteinwirkung und der Temperatur der Frostquelle.

$$\xi = q \cdot \sqrt{t} \tag{1}$$

ξ = Frostwandgrenze in m abwärts von der Frostquelle

q = Proportionalitätsfaktor

t = Zeitdauer in Stunden

Berechnungsbeispiele

Beispiel I				Beispiel II				Beispiel III			
Temperatur der Frostquelle				Temp. der Frostquelle				Temp. der Frostquelle			
$\vartheta_1 = -5^\circ \text{ C}$				$\vartheta_1 = -15^\circ \text{ C}$				$\vartheta_1 = -15^\circ \text{ C}$			
Gesteinsschichten mit 100:20 Wasseranteil				Gesteinsschichten mit 100:20 Wasseranteil				Gesteinsschichten mit 100:10 Wasseranteil			
(im Gewichtsverhältnis)				(im Gewichtsverhältnis)				(im Gewichtsverhältnis)			
q	t	$\sqrt{t}$	ξ	q	t	$\sqrt{t}$	ξ	q	t	$\sqrt{t}$	ξ
1:37,2 (nach Abb. 8)	1 Tag = 24 h	4,89	0,13	1:27,6 (nach Abb. 8)	1 Tag	4,89	0,17	1:18,4 (nach Abb. 8)	1 Tag	4,89	0,26
	25 Tage = 600 "	24,49	0,65		25 Tage	24,49	0,88		25 Tage	24,49	1,33
	50 " = 1200 "	34,64	0,93		50 "	34,64	1,25		50 "	34,64	1,88
	100 " = 2400 "	48,90	1,31		100 "	48,90	1,77		100 "	48,90	2,65
	200 " = 4800 "	69,28	1,86		200 "	69,28	2,51		200 "	69,28	3,76
	300 " = 7200 "	84,85	2,28		300 "	84,85	3,07		300 "	84,85	4,61

Bild 9. Berechnungsbeispiele des Gefrierfortschritts abwärts von der Frostquelle [16]

mit verschiedenem Wassergehalt ergeben, und zwar bei einer Temperatur der Frostquelle von -15°C . Die zugehörigen Werte von t (Zeitdauer) und q werden aus den durchgeführten Berechnungsbeispielen im Unterabschnitt b entnommen. Es wird t mit 7200 Std. zugrunde gelegt. Der Abstand der bis zur Frostgrenze 0°C gefrorenen Gesteinsmassen von der Frostquelle -15°C wird zuerst mit $\xi = 3,07\text{ m}$ angenommen und q mit dem Wert $1/27,6$ eingesetzt; die folgenden Werte von q sind bei Sandstein mit Wassergehalt 100 : 20 abgeleitet. In einer zweiten Tabelle werden die zugehörigen Werte von ξ und q beim gleichen Gestein, jedoch mit Wassergehalt 100 : 10 zugrunde gelegt und hierbei die Frostwandstärke zwischen 0° und -15°C nach der Aufzeichnung der Kurve III der Bild 9 mit 4,7 angenommen und $q = 1/18,4$ eingesetzt.

Mit Hilfe der Tabellenwerte t und ϑ werden zwei Kurven gezeichnet, die den Temperaturverlauf innerhalb der Frostwandstärke graphisch wiedergeben. Die Form der Kurve I nähert sich praktisch einer Geraden. Theoretisch — unter weitgehender Berücksichtigung von Dezimalstellen bei der Berechnung des Gaußschen Integrals — stellt die Kurve I eine flach verlaufende Kurve dar, deren stärkste Krümmung in der Nähe des Punktes liegt, der der Grenztemperatur 0°C entspricht. Diese flache Krümmung tritt bei der Kurve II, die einem Sandstein mit niedrigerem Wassergehalt entspricht, deutlicher hervor. Die Ergebnisse dieser theoretischen Untersuchung werden nun unter weitgehender Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse, unter denen der Gefriervorgang innerhalb und außerhalb des Kreises der Gefrierrohre im Erdreich vor sich geht, praktisch verwertet.

10% bzw. 20% Wasserzusatz zum Gesteingewicht

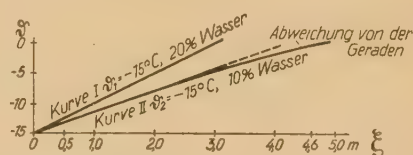


Bild 10. Temperaturverlauf in der Frostwand [16]

Die Gefrierrohre sind jedes für sich eine Frostquelle, und da sie beieinander angeordnet sind, werden sie sich in ihrer Kältewirkung untereinander beeinflussen. Die eben besprochene Formel des Temperaturverlaufs (3) ist hinsichtlich der Frostwirkung im Gefrierschachtbau nur in einer Richtung annähernd ausgeprägt, nämlich in der Radialrichtung, vom Gefrierrohr ab nach außerhalb des Gefrierrohrkreises. Man kann frosttechnisch zwei Frostzonen unterscheiden, die *i n n e r e F r o s t w a n d* vom Gefrierkreis nach innen und die *ä u ß e r e F r o s t w a n d* vom Gefrierkreis nach außen. Nach innen strahlen alle Gefrierrohre Kälte aus, ohne die Gegenwirkung der immer neu zugeführten Erdwärme zu erfahren. Der Frostvorgang nach innen ist mit dem Auffüllen eines Behälters mit Wasser zu vergleichen. Nach einiger Zeit wird der Behälter gefüllt. Ebenso geschieht es mit dem Wärmeentzug aus dem inneren Kern des Frostkörpers, der allmählich ausgefroren und mit der gleichen Temperatur in seiner ganzen Masse versehen wird, in Annäherung an die durch die Lauge erzeugte Tiefenperatur der Gefrierrohre. Die äußere Frostwand dagegen fügt sich in großer Annäherung dem oben abgeleiteten Gesetz an, das in Bild 10 mit Formel und graphischer Darstellung wiedergegeben ist. Die Festigkeit der äußeren Frostwand wird deswegen bedingt durch das Temperaturgefälle zwischen Frostquelle und Gesteinsschichten und darf, wie in den nachfolgenden Abschnitten erläutert wird, nicht in Rechnung gestellt werden. Dagegen kann die innere Frostwand bei einer durchschnittlichen Frosttemperatur der Gefrierrohre von -20°C mit einer gleichmäßigen Festigkeit von etwa 200 kg/cm^2 berechnet werden. In der äußeren Frostmauer fällt die Frosttemperatur auf kurze Entfernung von -20°C , ihrem höchsten Wert, auf 0°C , d. h. die Festigkeit der äußeren Frostwand nimmt in dem gleichen Maße ab, denn die Festigkeit des gefrorenen Gebirges, vor allem bei Schwimmsand, ist als proportional der Frosttemperatur anzusehen *). Die nach der statischen Berechnung erforderliche Mächtigkeit der Frostwand beschränkt sich demnach im wesentlichen auf die Stärke der Frostwand zwischen Gefrierrohrkreis und dem notwendigen Aushubquerschnitt des Schachtes, denn nur in diesem Teil der Frostwand kann die Gesteinstemperatur bis auf kleine Unterschiede zum Ausgleich kommen. Die äußere Frostwand besitzt demgegenüber nur den Wert eines

*) Bulletin de la soc. de l'ind. min. 1895, 3 sér., tome IX, S. 319 u. f.; F. Schmidt: L'emploi de la congélation etc.

Temperaturverlauf in gefrorenen Gesteinsmassen mit Bezug auf den Abstand von der Frostquelle.

$$\vartheta = \vartheta_1 - \vartheta_1 \cdot \frac{G\left(\frac{\xi}{\sqrt{4a_1 \cdot t}}\right)}{G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_1}}\right)} \quad (3)$$

Beispiel I

Temperatur der Frostquelle $\vartheta_1 = -15^\circ \text{C}$;

Gesteinsmassen mit Wasseranteil 100:20 (Gewichtsverhältnis);

$\vartheta = 0,0^\circ \text{C}$; $\xi_{\max} = 3,07 \text{ m}$; $t = 7200 \text{ Std. (300 Tage)}$; $\sqrt{t} = 84,85$

ξ	$G\left(\frac{\xi}{\sqrt{4a_1 \cdot t}}\right)$	$\frac{G\left(\frac{\xi}{\sqrt{4a_1 \cdot t}}\right)}{G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_1}}\right)}$	$\vartheta_1 \cdot \frac{G\left(\frac{\xi}{\sqrt{4a_1 \cdot t}}\right)}{G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_1}}\right)}$	$\vartheta = \vartheta_1 - \vartheta_1 \cdot \frac{G\left(\frac{\xi}{\sqrt{4a_1 \cdot t}}\right)}{G\left(\frac{q}{\sqrt{4a_1}}\right)}$
3	$G\left(\frac{\xi}{\sqrt{4a_1 \cdot t}}\right) = G(0,40) = 0,42839$	1	15	0°C
2	$G\left(\frac{22,2}{84,85}\right) = G(0,26) = 0,28689$	0,67	10,5	$4,95^\circ \text{C}$
1	$G\left(\frac{11,1}{84,85}\right) = G(0,13) = 0,14586$	0,34	5,1	$9,9^\circ \text{C}$
0,5	$G\left(\frac{5,55}{84,85}\right) = G(0,065) = 0,0732$	0,17	2,55	$12,45^\circ \text{C}$

Beispiel II

Temperatur der Frostquelle $\vartheta_1 = -15^\circ \text{C}$;

Gesteinsmassen mit Wasseranteil 100:10 (Gewichtsverhältnis);

$\vartheta_0 = 0,0^\circ \text{C}$; $\xi_{\max} = 4,06 \text{ m}$; $t = 7200 \text{ Std. (300 Tage)}$; $\sqrt{t} = 84,85$

4,6	$G\left(\frac{\xi}{4a_1}\right) = G = 0,60385$	1	15	0°C
4,0	$G\left(\frac{4 \cdot 11,1}{84,85}\right) = G(0,52) = 0,53789$	0,39	13,35	$1,65^\circ \text{C}$
3,0	$G\left(\frac{3 \cdot 11,1}{84,85}\right) = G(0,39) = 0,41873$	0,693	10,39	$4,61^\circ \text{C}$
2,0	$G\left(\frac{2 \cdot 11,1}{84,85}\right) = G(0,26) = 0,28689$	0,473	1,09	$7,91^\circ \text{C}$
1,0	$G\left(\frac{1 \cdot 11,1}{84,85}\right) = G(0,13) = 0,14586$	0,241	3,61	$11,39^\circ \text{C}$
0,5	$G\left(\frac{0,5 \cdot 11,1}{84,85}\right) = G(0,065) = 0,0732$	0,121	1,81	$13,19^\circ \text{C}$
0	$G(0) = G(0) = 0$	0	0	15

Bild 10. Berechnung von Punktwerten des Temperaturfeldes [16]

Wärmeschutzes für die innere Frostwand. Dieser Sachverhalt wurde früher nicht genügend beachtet.

Auf Bild 11 ist das allmähliche Fortschreiten des Gefrierens vom Rohrkranz nach der Schachtmitte in verschiedenen Zeitabständen entsprechend vier verschiedenen schraffierten Kreisvierteln des Schachtquerschnittes dargestellt. Das Gebirge gefriert zunächst in gleichmäßigen, kleinen Ringen um die einzelnen Gefrierrohre, bis die so entstehenden schlanken Frostzylinder zusammenstoßen und sich zu einem großen Ring schließen. Sobald das geschehen ist, schreitet der Frost nach dem Schachtinnern erheblich schneller fort als nach dem Schachtumfang, weil im Innern des Frostringes die Kälteverluste durch Strahlung und durch Erwärmung des umgebenden Gebirges viel geringer als im Außenkreis sind. Man kann annehmen, daß einer Zunahme der Frostmauerstärke nach innen um 1 m eine Zunahme nach außen um 60 cm entspricht. Die Frostbildung in lotrechtem Sinne beginnt unten, und der Frostzylinder wird hier zunächst etwas stärker als oben. Je länger das Gefrieren andauert, um so mehr nimmt auch im oberen Teil die Frostwandstärke zu.

Im englischen Bergbau wird bei der Bildung der Frostkörper des öfteren in anderer Weise vorgegangen (vgl. Bild 12). Zunächst werden nur zwei Bohrlöcher, die im Bohrlochkreise gegenüberliegen, mit Kältelauge beschickt, wobei diese

Löcher sofort auf die tiefste Temperatur gekühlt werden. Nachdem in den Nachbarlöchern die Temperatur genügend gesunken ist, werden auch diese in den Kreislauf der Kältelauge eingeschlossen, so daß auf jeder Schachtseite drei, insgesamt also sechs Bohrlöcher beschickt werden. So wird weiter fortgefahren, bis schließlich alle Bohrlöcher an den Kreislauf der Kältelauge angeschlossen werden. Das Verfahren bietet den Vorteil, daß durch fortlaufende Messungen in den noch nicht angeschlossenen Bohrlöchern das Sinken der Temperatur genau verfolgt und die sich ergebende Temperaturverteilung erforderlichenfalls beeinflußt werden kann. So wird die Gewißheit erlangt, daß der Frostring vollständig ohne die Bildung von Sohlenestern geschlossen wird, was für salzhaltige Bodenschichten von Bedeutung ist.

Bei Anwendung des Gefrierverfahrens muß schließlich bedacht werden, daß die Gefrierwirkung in lotrechtem Sinne zumindest in Form eines äußeren Frostringes bis über den höchsten Grundwasserspiegel reicht, damit nicht bei Steigen des Grundwasserspiegels warmes Grundwasser oben über die höchste Frostmauerkante überlaufen kann; gegebenenfalls muß durch Wasserzugabe der Grundwasserstand zeitweise künstlich erhöht werden. Bei kleineren Ausschachtungsquerschnitten, wie sie im Bergbau vorkommen, genügt der äußere Kranz von Gefrierrohren auch, um den Kern vollkommen zu verfestigen. Ein besonderer Nachteil ist, daß bei großen Querschnittsflächen über 150 m² mit dieser Kernverfestigung nicht sicher gerechnet werden kann, so daß dann das Verfahren nur anwendbar ist, wenn die Sohle des Bauwerks bzw. der Gefrierrohrkranz bis in eine von Natur abdichtende Bodenschicht reicht, z. B. in festen, rissefreien Fels, Ton, Mergel oder dgl. Hierbei besteht dann sogar noch der Vorteil, daß sich der innerhalb der wall-

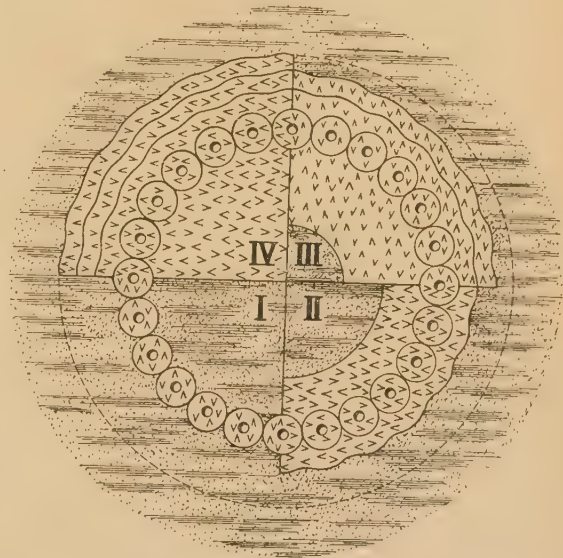


Bild 11. Schematische Darstellung des zeitlichen Fortschritts der Frostwandbildung durch verschiedene Schraffierung der Kreisviertel I, II, III, IV [5]

artigen äußeren Frostmauer befindliche innere unverfestigte Kern beim Bodenaushub (Ausbruch) leichter lösen und entfernen läßt. Fehlt dagegen die untere abdichtende Schicht, so müssen innerhalb des äußeren Kranzes der Gefrierrohre zusätzlich Gefrierrohre angeordnet werden, die es ermöglichen, an ihrem Fuß durch Gefrieren des Bodens einen Sohlenabschluß herzustellen. Um das Verfahren in diesem Fall zu verbilligen, hat man die zusätzlichen Gefrierrohre des Kerns so ausgebildet, daß sie Kälte

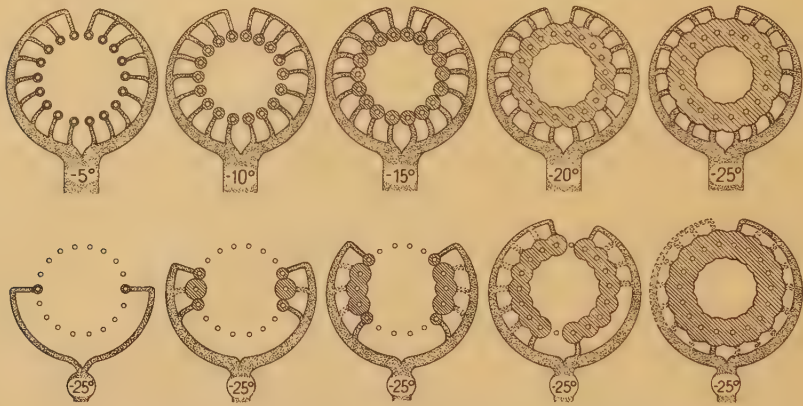


Bild 12. Arbeitsvorgang zur Bildung des Frostmauerringes nach deutschem und englischem Verfahren [5]

nur unten in den Bereich der herzustellenden Sohle abgeben und darüber einen unverfestigten Kern stehenlassen. Jedoch tritt hierbei keine Ersparnis an Bohrkosten ein, da die Ansatzrohre für den Schachtkern auch die gleiche Länge wie in dem äußeren Gefrierrohrkranz aufweisen müssen. Eine Vereinfachung und Verbilligung läßt sich mittels geneigter Gefrierrohre durch Bildung einer „Frostschale“ erzielen (vgl. Bild 27 und 50). Es wird grundsätzlich im Bergbau angestrebt, das Niederbringen des Schachtes in einem einzigen Gefrierabschnitt vorzunehmen. Wenn man sich erst nachträglich zum Weiterabteufen nach dem Gefrierverfahren entschließen mußte, wurde das absatzweise Gefrierverfahren angewandt. Von einem in das Schachttiefste eingebrachten Betonpfropfen aus, der mit Standrohren besetzt war, wurden die Löcher für die Bohrungen des zweiten Gefrierabsatzes gebohrt. Auf den Schächten der Deutschen Solvay-Werke bei Borth, die von 330 bis 502 m Tiefe in einem zweiten Gefrierabsatz niedergebracht wurden, war man in der Lage, den Betonpfropfen und die Standrohre in einer unter dem Schutze der oberen Frostmauer hergestellten Schachterweiterung anzuordnen.

d) Theorie des Spannungszustandes in der Frostwand nach Domke [17].

d₁. Elastischer Spannungszustand.

Die Frostmauer der abgeteufen Schächte ist als ein hohler Kreiszyylinder zu betrachten, wobei von der geringen Veränderlichkeit der Stärke mit der Tiefe zuerst abzusehen sein wird, zumal nach den neuen Erkenntnissen, die im vorigen Abschnitt begründet wurden, nur die „innere Frostwand“ bei der statischen Berechnung der Frostwandstärke berücksichtigt wird. Jeder Querschnitt des Hohlzylinders erfährt von dem darüber befindlichen Gewicht der Frostwand eine Pressung, die sich bei gleichmäßiger Verteilung über den Ringquerschnitt mit $\sigma_z = \gamma_0 \cdot z$ ergibt. Hierbei ist z die Schachttiefe, γ_0 das Raumgewicht *) des gefrorenen Gesteins und σ_z die Druckspannung in lotrechter Richtung, die nach Unterabschnitt a) gleich $0,1 \gamma_0 \cdot H$ kg/cm² ist, wenn H in m und γ_0 in t/m³ ausgedrückt wird. Auf den Zylindermantel wirkt der Normaldruck p , der normalerweise kleiner als

*) Vergl. Zusammenstellung I.

σ_z in derselben Tiefe ist, da p , wie oben ausgeführt, 1,3 bis 1,8 · 0,1 H kg/cm² beträgt. Außer der lotrechten Spannung σ_z wirkt auf ein unendlich kleines Ringstück des Frostzylinders von der Dicke dr und von der Länge $r \cdot d\varphi$ eine radiale Spannung σ_r und eine tangentielle Spannung σ_t (Bild 13).

Die drei Spannungen σ_z , σ_r und σ_t sind sämtlich Normalspannungen, da Schubspannungen wegen der vollkommenen Symmetrie um die Zylinderachse nicht auftreten; sie sind sogar Hauptspannungen, was nach der Spannungstheorie bedeutet, daß unter ihnen die größte und die kleinste aller Normalspannungen vorkommen, die durch den Spannungszustand an diesem Punkt der Zylinderwand bestimmt sind.

Mit wachsendem r ändern sich die Spannungen, und man erhält für die mit der Querschnittsebene gleichlaufenden Spannungen aus den Gleichgewichtsbedingungen aller Kräfte in radialer Richtung die einzige Gleichung:

$$\frac{d(r \cdot \sigma_r)}{dr} = \sigma_t$$

oder

$$r \cdot \frac{d\sigma_r}{dr} = \sigma_t - \sigma_r.$$

(4)

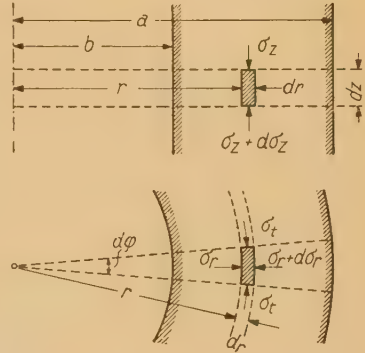


Bild 13. Spannungsbild in der Frostwand [17]

Die Bedingung (4) muß unabhängig vom physikalischen Verhalten des gefrorenen Gebirges erfüllt sein. Sie reicht zur Ermittlung der beiden Unbekannten σ_r und σ_t nicht aus, und daher müssen zu ihrer Bestimmung physikalische Ansätze herangezogen werden. Die weitere Durchführung der Rechnung wird gewöhnlich durch die Annahme des Hookeschen Ansatzes ermöglicht, der ein lineares Verhältnis zwischen Spannung und Formänderung in dem elastischen Körper zum Ausdruck bringt. Auf die Wiedergabe des Rechnungsganges im einzelnen wird hier verzichtet, da dieser in mehreren Lehrbüchern bei der Behandlung des Spannungszustandes in einer ringförmigen Scheibe beschrieben wird.

Wenn in einer derartigen Ringscheibe eines kreiszylindrischen Körpers „ a “ den äußeren Halbmesser, „ b “ den inneren Halbmesser und „ r “ den Halbmesser eines beliebigen Punktes der Ringscheibe bedeutet, dann kann man das Rechnungsergebnis des Spannungszustandes folgendermaßen angeben:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= A - \frac{B}{r^2} \\ \sigma_t &= A + \frac{B}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad (4a)$$

A und B sind zwei unbekannte Konstanten, die aus den Bedingungen des Problems bestimmt werden sollen. An der Außenfläche des Zylinders muß die radiale Spannung gleich der seitlichen Belastung ($\sigma_r = p$) und an der Innenseite gleich Null ($\sigma_r = 0$) sein. Somit ist

$$\begin{aligned} r = a; \quad A - \frac{B}{a^2} &= p & \text{und} & \quad A = \frac{p \cdot a^2}{a^2 - b^2} \\ r = b; \quad A - \frac{B}{b^2} &= 0 & & \quad B = \frac{p \cdot a^2 \cdot b^2}{a^2 - b^2} \end{aligned}$$

Daraus erhält man die drei Normalspannungen:

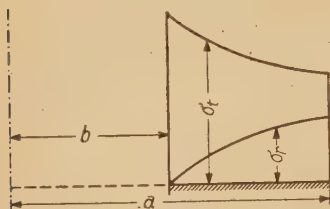


Bild 14. Spannungsverteilung im elastischen Spannungszustand [17]

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{p a^2}{a^2 - b^2} \cdot \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \\ \sigma_t &= \frac{p a^2}{a^2 - b^2} \cdot \left(1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \\ \sigma_z &= \gamma_0 \cdot z \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

In Bild 14 wird der Verlauf der tangentialen und radialen Spannung über die Wandungsdicke der Ringscheibe dargestellt. Sowohl aus der Formel (5) wie aus der Abb. 14 ist zu erkennen, daß die Tangentialspannung σ_t die größte der drei Hauptspannungen ist und daß ihr größter Wert an der Innenseite ($r = b$) erreicht wird:

$$\max \sigma_t = - \frac{2 p a^2}{a^2 - b^2} \quad (5a)$$

Da σ_t die zulässige Festigkeit k nicht überschreiten soll, so gilt auch $\max \sigma_t = k$. Der bei gegebenem Innenhalbmesser b erforderliche Außenhalbmesser a ist daher

$$a = \frac{b}{\sqrt{1 - \frac{2 p}{k}}} \quad (6)$$

Gl. (6) ist für die Berechnung dickwandiger Rohre bekannt und wurde zuerst von Lamé und Clapeyron abgeleitet. Wenn der Seitendruck p den kritischen Wert $k/2$ erreicht, so muß nach (6) die Frostwand unendlich dick werden, und bei noch größerem Druck würde sie sich nicht mehr reell ergeben. Die überhaupt annehmbare Frostmauerstärke würde man hiernach erhalten, wenn man in der Gleichung (6) statt der zulässigen Festigkeit k die Bruchspannung K einsetzt. Die Folgerungen bleiben jedoch bei größerem Seitendruck $p \geq \frac{1}{2} K$ dieselben.

Die Richtigkeit der Laméschen Formel ist unbestritten. In der Praxis zeigt sich jedoch, daß — namentlich bei größeren Teufen — erfahrungsmäßig weit geringere Stärken der Frostmauern genügen, als die Formel erfordert.

Bei der guten Annäherung des linearen Formänderungsansatzes nach Hooke und seiner berechtigten Gültigkeit auch bei höheren Spannungen wird offenbar die sogenannte Bruchspannung K unter bestimmten Bedingungen des Spannungszustandes gefahrlos überschritten werden.

d₂. Plastischer Spannungszustand.

Ein Eiswürfel unter der Druckpresse wird bei einer bestimmten Druckspannung K zerbrechen. Diese Druckspannung entspricht der Bruchfestigkeit des Eises, und es ist anzunehmen, daß bei einer rein axialen Belastung eines Eiszylinders eine Zerstörung desselben eintreten wird. Denkt man sich jedoch den Probewürfel oder den Eiszylinder allseitig von Wänden eingeschlossen und einem von allen Seiten gleichen Druck ausgesetzt, so wird nach der Erfahrung der Würfel durch noch so großen Druck K nicht zerstört; unter den letztgenannten Umständen ist die Größe des Druckes K nicht maßgebend. Nimmt der Druck auf zwei einander gegenüberliegenden Seiten ab, so wird der Würfel allmählich, ohne zu brechen, seine Form ändern, bis ein gewisser Gleichgewichtszustand erreicht ist. Dieses Verhalten des Eises ist unter dem Namen Plastizität wohl bekannt. Auch spröde Gesteine haben diese Eigenschaft, wie die starken Faltungen der Gebirgsschichten beweisen. Das ganz ähnliche plastische Verhalten des gefrorenen Gebirges ist der Grund, warum die Frostmauer höhere Spannungen verträgt als die sogenannte Bruchspannung.

In jedem Punkt eines belasteten Körpers läßt sich ein kleiner Würfel konstruieren, auf dessen Seiten nur Normalspannungen, also keine Schubspannungen wirken. Diese soge-

nannten Hauptspannungen werden hier, der Größe nach geordnet, mit σ_1 , σ_2 und σ_3 bezeichnet. Bei plastischen Stoffen tritt nun das Fließen, also die Zerstörung der Gleichgewichtslage, ein, sobald der Unterschied der größten und der kleinsten Hauptspannung, nämlich $\sigma_1 - \sigma_3$ eine bestimmte Grenze überschreitet. Aus der Theorie des Spannungszustandes ergibt sich, daß unabhängig von σ_2 der Ausdruck

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (7)$$

den Betrag der größten Schubspannung an dem untersuchten Körperelement darstellt. Die Bruchbedingung für plastische Stoffe lautet: Plastische Stoffe fließen, sobald die größte Schubspannung ihre Schub- oder Gleitfestigkeit überschreitet. An der Grenze wird eben noch Gleichgewicht möglich sein.

Aus der in der Druckpresse ermittelten Druckfestigkeit eines Probewürfels läßt sich die Schubfestigkeit des geprüften Stoffes bestimmen. Ist die Pressung gleichmäßig über den Würfelquerschnitt verteilt, dann besteht nur die eine Hauptspannung $\sigma_1 = K$, während σ_2 und σ_3 verschwinden. Die größte Schubspannung ist in diesem Fall nach obiger Formel $\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sigma_1 = \frac{1}{2} K$. Bei rein plastischen Stoffen besteht hiernach an der Fließgrenze die Gleichgewichtsbedingung:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = K \quad (8)$$

worin K die in der Druckpresse gefundene Bruchfestigkeit ist.

Obwohl zu vermuten ist, daß das gefrorene Gebirge in diesem Sinne nicht rein plastisch ist und der Unterschied der äußersten Hauptspannungen hier noch größer als die Würfel- festigkeit werden kann, wird zunächst als Gleichgewichtsbedingung im Grenzzustand die in der Formel (8) dargestellte Beziehung zugrunde gelegt.

Neben der Gleichgewichtsbedingung (4) und dem linearen Formänderungsgesetz (Hooke), das bei den kleinen Spannungen der Frostmauer genau zutrifft, tritt statt dessen an der Fließgrenze des gefrorenen Gesteins das eben gefundene Gesetz (8) auf. Das lineare Formänderungsgesetz liefert auch bei höheren Spannungen ganz gute Ergebnisse. Die Annahme, daß es zumindest bis zu der durch Gleichung (8) gegebenen Fließgrenze gilt, ist für diese Untersuchung genügend genau und vereinfacht die Rechnung in starkem Maße.

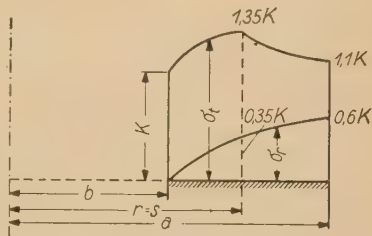


Bild 15. Spannungsverteilung im plastischen Spannungszustand [17]

Hiernach entspricht im allgemeinen in den Außenringen der Frostmauer die Spannungsverteilung den Gleichungen (4a) (Bild 15). Das Fließen beginnt bei einem Halbmesser s und dauert so lange, bis der Unterschied der Hauptspannungen $\sigma_1 - \sigma_3$ überall gerade gleich K ist.

Das Gleichgewicht der Innenringe wird sich daher so einstellen müssen, daß an allen Stellen die Bedingung (8) erfüllt ist.

Die Größenordnung der Hauptspannungen im Frostzylinder ist hiernach festzustellen. Nun sind σ_t , σ_r und σ_z schon selbst Hauptspannungen. σ_r muß von dem Wert p an der Außenwand bis auf 0 an der Innenwand abnehmen, und da $p < \sigma_z$, so gilt allmein: $\sigma_r < \sigma_z$. Daher ist die Tangentialspannung σ_t die größte Hauptspannung, σ_r die kleinste. Innerhalb der Ringscheibe gilt als Gleichgewichtsbedingung nach (8):

$$\sigma_t - \sigma_r = K \quad (8a)$$

Diese Bedingung tritt in den inneren Zonen der Frostmauer an Stelle des Hookeschen Gesetzes. Die Gleichgewichtsbedingung (4) ist danach

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} = K.$$

Daraus folgt:

$$\sigma_r = C + K \ln r,$$

worin „ln“ den natürlichen Logarithmus kennzeichnet. Die Konstante C folgt aus der Bedingung, daß an der Innenwand für $r = b$ die Spannung σ_r verschwindet:

$$0 = C + K \ln b.$$

Somit ist:

$$\sigma_r = K \ln \frac{r}{b} \quad (9)$$

und aus Gl. (8a) wird erhalten:

$$\sigma_t = K \left(1 + \ln \frac{r}{b} \right) \quad (9a)$$

Diese Spannungswerte, die von $r = b$ bis $r = s$ gelten, sind gänzlich unabhängig von dem Außenhalbmesser a .

Im Außenbereich von $r = s$ bis $r = a$ gelten für die Spannungen die Formeln (4 a). An der Grenze $r = s$ müssen die Formelgruppen (4 a) und (9) bzw. (9 a) dieselben Werte für σ_r und σ_t ergeben. Unter Hervorhebung der Spannungen an der Grenzscheide durch einen Strich gilt folglich:

$$\overline{\sigma_r} = A - \frac{B}{s^2} = K \ln \frac{s}{b},$$

$$\overline{\sigma_t} = A + \frac{B}{s^2} = K \left(1 + \ln \frac{s}{b} \right).$$

Außerdem ist am Außenrande $\sigma_r = p$, also für $r = a$

$$p = A - \frac{B}{a^2}.$$

Diese drei Gleichungen bestimmen die Unbekannten A , B und s :

$$B = \frac{1}{2} K s^2,$$

$$A = K \left(\frac{1}{2} + \ln \frac{s}{b} \right) = p + \frac{B}{a^2},$$

$$p = \frac{1}{2} K + K \ln \frac{s}{b} - \frac{1}{2} K \frac{s^2}{a^2},$$

und man erhält schließlich:

$$\frac{p}{K} = \ln \frac{s}{b} + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{s^2}{a^2} \right) \quad (10)$$

$$\sigma_r = p + \frac{1}{2} K s^2 \left(\frac{1}{a^2} - \frac{1}{r^2} \right) \quad (11)$$

$$\sigma_t = p + \frac{1}{2} K s^2 \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{r^2} \right) \quad (12)$$

Den Verlauf der Spannungen innerhalb einer Frostmauer zeige ein Beispiel. Wird angenommen, daß der Außendruck p das 0,6fache der sogenannten Bruchfestigkeit K beträgt, so würde auch bei unendlich dicker Frostwand die Bruchfestigkeit an der Innenseite überschritten werden, während nach den neuen Formeln eine dem Innenhalbmesser gleiche Frostmauerstärke ($a = 2b$) vollständig ausreicht (vgl. Bild 15). Aus Gleichung

(10) folgt nach Domke, wenn $p = 0,6 K$, $s = 1,4 b$; danach ist nur der kleinere, innere Teil der Frostwand im plastischen Zustande. Die Tangentialspannung ist außen $\sigma_t = 1,1 K$, steigt bei $r = s$ auf $1,35 K$ und sinkt an der Innenwand auf K ; die Radialspannung beginnt mit dem Wert 0 und steigt von innen nach außen stetig bis $\sigma_r = p = 0,6 K$.

Die Gleichung (10) liefert einen allgemeinen Überblick, wenn für bestimmte angenommene Lagen der Grenzscheide s das zulässige Verhältnis $p : K$ ermittelt wird. p_1 sei der Außendruck, bei dem die Grenzscheide $s = b$ wird, wo also noch kein plastischer Zustand besteht; ferner p_2 der Außendruck, bei dem $s = a$ wird, wo also die ganze Frostmauer im plastischen Zustande ist; endlich sei p_m ein mittlerer Außendruck, bei dem die Grenze s durch das geometrische Mittel der beiden Halbmesser a und b gegeben ist, also $s = \sqrt{ab}$. Nach Gleichung (10) ist dann

$$\frac{p_1}{K} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{b^2}{a^2} \right) \quad (13)$$

$$\frac{p_2}{K} = \ln \frac{a}{b} \quad (14)$$

$$\frac{p_m}{K} = \frac{1}{2} \ln \frac{a}{b} + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{b}{a} \right) \quad (15)$$

Wird noch die Frostwandstärke $a - b = d$ gesetzt, so erhält man die folgende Zahlentafel:

Zahlentafel [17]

$\frac{d}{b} = 0,5$	1,0	1,5	2,0	3,0	∞
$\frac{a}{b} = 1,5$	2,0	2,5	3,9	4,0	∞
$\frac{p_1}{K} = 0,28$	0,37	0,42	0,44	0,47	0,50
$\frac{p_m}{K} = 0,33$	0,60	0,76	0,88	1,08	∞
$\frac{p_2}{K} = 0,41$	0,69	0,92	1,10	1,38	∞

Die Frostwandstärke d bleibt stets endlich, wenn im gefrorenen Gestein der plastische Spannungszustand als zulässig angenommen wird. Nur wenn die seitliche Belastung p den Grenzwert p_2 überschreitet (14), ist kein Gleichgewicht in der Frostmauer mehr möglich. Der Frostzylinder würde sich dann allmählich in den Schacht hineinschieben, bis sich das Verhältnis $a : b$ auf den Wert vergrößert hat, der die Gleichung (14) erfüllt. Derartige Fließerscheinungen an ausgeführten Frostmauern verdeutlichen, daß zu geringe Frostwandstärken gewählt worden sind, bei denen die Schubfestigkeitsgrenze überschritten wurde. Da normalerweise der seitliche Druck der Gebirgsschichten $p < \sigma_z$ ist, so zeigt die Zahlentafel, daß keine größeren Frostwandstärken als das Doppelte des Innenhalbmessers des Schachtes erforderlich sind, solange $\sigma_z = \gamma_0 \cdot z = G < K$ bleibt. Innerhalb dieses Bereiches $p < G < K$ kann Gleichung (15) näherungsweise durch die Formel ersetzt werden:

$$d/b = 0,29 (p/K) + 2,30 (p/K)^2 \quad (15 a)$$

Aus dieser Formel kann man bei bekanntem Außendruck p und gegebener Bruchfestigkeit K unmittelbar die Stärke finden, die für eine gegebene Schachtabteufung genügen

würde. Die Frostmauerstärke wird mit zunehmendem seitlichen Druck stärker wachsen, wie aus der Zahlentafel und den Gleichungen (15) und (15 a) hervorgeht. Zur Prüfung der erwähnten Formel sei aus dem Bergbau folgendes Beispiel gewählt:
 $b = 3,4 \text{ m}$, $a = 3,4 + 3,0 = 6,4 \text{ m}$. Nach den Formeln (13) (14) (15) läßt sich dann folgendes ermitteln:

$$p_1 = 0,36 K, \quad p_m = 0,55 K, \quad p_2 = 0,63 K$$

Ist die angenommene Festigkeit $K = 70 \text{ kg/cm}^2$, so könnten bei der Teufe von $H = 315 \text{ m}$ die entsprechenden Außendrucke p das 0,80 bzw. 1,22 bzw. 1,40 fache des Wasserdrucks $H/10$ betragen. Ist die wirkliche Festigkeit größer, so würden diese Zahlen in demselben Verhältnis steigen.

Die Gleichungen (14) und (15) sowie die anschließende Zahlentafel liefern endliche Wandstärken auch für seitliche Drücke, die über die Bruchfestigkeit hinausgehen. Das bedeutet nicht, daß das Gefrierverfahren bei beliebigen Teufen ausführbar wäre. Diese Möglichkeit scheitert aus praktischen Gründen. Die kleinste Hauptspannung an der Innenseite des Frostzylinders ist die Radialspannung $\sigma_r = 0$. Danach darf dort die größte Hauptspannung σ_t wegen der Gleichgewichtsbedingung (8) den Wert der Bruchfestigkeit K nicht überschreiten. Außer der tangentialen Spannung σ_t wirkt an dieser Stelle noch die lotrechte Druckspannung $\sigma_z = \gamma_0 \cdot z$, die höchstens den Wert K erreichen darf. Wenn sich das Gewicht des darüberstehenden Frostkörpers gleichmäßig über den Querschnitt verteilt, so wäre die Grenzteufe H offenbar gegeben durch die Beziehung

$$H = \frac{K}{\gamma_0}. \quad \text{Diese Grenzteufe würde bei einem Raumgewicht des wasserhaltigen Gesteins } \gamma_0 = 2,0 \text{ t/m}^3 \text{ und einer Bruchfestigkeit } K \approx 70 \text{ bis } 140 \text{ kg/cm}^2 \text{ betragen: } H = 350 \text{ bis } 700 \text{ m.}$$

Es sind aber günstigere Spannungsverteilungen denkbar, wenn sich der größere Teil des Gewichts des Frostzylinders auf die äußeren Schichten des Frostrings aufsetzt, was den Gleichgewichtsbedingungen desselben in keiner Weise widerspricht. Dadurch würden die inneren Schichten des Frostrings entlastet und größere Teufen erreichbar werden. Die genauere Untersuchung der in einer Frostmauer auftretenden Spannungen müßte neben den Normalspannungen noch Schubspannungen und die Veränderlichkeit der Spannungsverteilung in den einzelnen waagerechten Querschnittebenen berücksichtigen. Die physikalischen Eigenschaften der Materialien gestatten in der Tat, solche günstigen Möglichkeiten auszunutzen. Hier liegt eine Aufgabe für die Baugrundforschung vor. Es ist wohl möglich, daß die Grenzteufe bei genauerer Kenntnis der Eigenschaften der gefrorenen Gesteinschichten weit verschoben werden kann. Die praktische Möglichkeit des Gefrierfahrens bei beliebig großer Tiefe muß jedoch aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus bezweifelt werden.

e) Praktische Folgerungen aus der Theorie und Versuchserfahrungen [2, 6, 18, 19, 20]

Die abgeleiteten Formeln im Abschnitt d) setzen einen vollkommenen Kreiszyylinder voraus. Die unregelmäßige Gestalt der Frostquerschnitte um den Ring der Gefrierrohre erfordert in der Praxis, die aus der statischen Berechnung sich ergebenden Abmessungen angemessen zu vergrößern, vor allem unter Berücksichtigung der Ungleichförmigkeit des Temperaturverlaufs und der Bruchfestigkeit innerhalb und außerhalb des Ringes der Gefrierrohre. Die Bildung der Frostwand erfolgt wegen der nicht zu vermeidenden Abweichungen der Bohrungen für die Gefrierrohre unregelmäßig. Diese mit der Tiefe wachsende Möglichkeit muß in Rechnung gestellt werden; jedoch ist die moderne Gefriergründung in der Lage, die Unregelmäßigkeiten durch Loten und Überholungen der abweichenden Bohrungen auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Große Unsicherheit besteht über die Bruchfestigkeit der anstehenden Gesteinsschichten im gefrorenen Zustand. Gerechnet wird mit den an sich guten Werten der Bruchfestigkeit gefrorenen, reinen Schwimmsandes. Jedoch können auch standfeste Schichten durch ihr Gefüge eine geringe Frostfestigkeit aufweisen. Tonige Bodenschichten und andere tonhaltige Gesteine haben bereits im natürlichen Zustande die Eigenschaft der Plastizität. Die Bruchfestigkeit toniger Schichten im gefrorenen Zustande ist ebenfalls wesentlich geringer als die des Schwimmsandes.

Versuche, die mit der Druckpresse durchgeführt wurden, beweisen, daß die Bruchspannung von gefrorenen Untergrundschichten je nach der Bodenbeschaffenheit, dem Wassergehalt und der Frosttemperatur sich wesentlich ändert. Versuche von Grün im Laboratorium für Zementforschung in Düsseldorf haben für die Eisfestigkeit lockerer, nasser Sandmassen bei -10°C rd. 100 kg/cm^2 ermittelt, während Versuche von Gaber in Karlsruhe bei -20°C die Eisfestigkeit der Sande zu rd. 200 kg/cm^2 feststellen. Es wird eingewendet, daß Laboratoriumsversuche den Nachteil haben, mit künstlichem Gestein zu arbeiten, denn auch der Schwimmsand hat durch seine natürliche Ablagerung eine eigene Festigkeit. Der Frostprozeß führt aber, wie Beobachtungen beweisen, zu einer Auflockerung der Bodenschichten, so daß die durch Versuche gefundenen Werte der Bruchfestigkeit auch für die statischen Berechnungen verwendet werden können, ohne die Sicherheit der Abteufung nach dem Gefrierverfahren zu gefährden.

Die Bruchfestigkeit toniger Schichten ist auf alle Fälle geringer und beträgt nach Rogge [18] bei -15°C 72 kg/cm^2 für reinen Ton und 90 kg/cm^2 für sandigen Ton. Nach Heise ist die Bruchfestigkeit von reinem Ton bei -8°C mit 37 bis 38 kg/cm^2 festgestellt worden. Werte für tonige Schichten bei tieferen Temperaturen sind nicht bekannt geworden, jedoch dürfte die Bruchfestigkeit der tonigen Schichten bei -20°C und noch tieferen Temperaturen weit unter der Bruchfestigkeit von gefrorenem Schwimmsand liegen.

Weitere Versuchsergebnisse, die bei älteren Schachtbauvorhaben bekanntgegeben wurden, ergaben bei Schwimmsand ebenfalls die höchsten Festigkeitsziffern:

Zusammenstellung III

Bodenarten	Druckfestigkeit in kg/cm^2	bei Temperatur
mit Wasser gesättigter Sand	138	-15°C
" " " " "	200	-25°C
"sandiger" Ton	90	-15°C
ziemlich reiner Ton	72	-15°C
reines Eis	18	-15°C

Besonders interessante Daten wurden seinerzeit von einer norddeutschen Wasserbauinspektion unter Mitwirkung der Tiefbau- und Kälteindustrie Akt.-Ges., Gebhardt & König, Nordhausen, ermittelt, als erwogen wurde, das Gefrierverfahren bei Fundierungsarbeiten für Hafenbauten anzuwenden. Die festgestellten Ziffern sind folgende:

Zusammenstellung IV (nach Zähringer) [2]

Bodenarten	Druckfestigkeit kg/cm^2			Zugfestigkeit kg/cm^2		
	-20	-16	-10°C	-20	-16	-10°C
Kleiboden aus einer Schleusengrube .	50	37	24	39	33	22
Scharfer Mauersand						
a) mit Wasser gesättigt	141	133	87	52	39	20
b) dreiviertel gesättigt	136	106	77	23	22	15
c) einhalb gesättigt	109	62	52	33	16	7
Feiner Baggersand, gewaschen	185	163	142	12	33	21
Mischung $\frac{1}{2}$ Kies, $\frac{1}{2}$ Sand	150	109	100	—	—	—
Mischung $\frac{1}{4}$ Kies, $\frac{3}{4}$ Sand	146	106	95	—	—	—

Die Festigkeitszahlen des Kleibodens sind Mittelwerte aus je 10 Versuchen. Besonders bemerkenswert ist die verhältnismäßig große Zugfestigkeit des Kleibodens im Vergleich zur Druckfestigkeit, die gegenüber gefrorenem Schwimmsand verhältnismäßig gering ist. Auch hieraus ist ersichtlich, daß Porenvolumen und Korngröße des Materials nicht ohne Einfluß auf die Festigkeit in gefrorenem Zustande bleibt. Der Versuchsraum, in welchem die betreffende Maschine aufgestellt war, war auf etwa -16°C abgekühlt.

Sehr wichtig sind Versuchsergebnisse anlässlich der Errichtung der Schachtanlage Beerlingen in Belgien, die beim Teufen eines 620 m tiefen Schachtes vorgenommen wurden. Dazu diente ein eiserner Zylinder von 600 mm Durchmesser. In dessen Innern befand sich nach Jonas [16] ein Bleizylinder mit 3 mm Wandstärke, der oben und unten durch einen Ring eingespannt war. Innerhalb dieses Bleizylinders bestand die Möglichkeit, einen zylindrischen Schwimmsandkörper einzubringen, der nach oben durch einen Schlußring, ähnlich einem Tübbingring, abgeschlossen wurde. Die ganze Einrichtung konnte durch zu- und abfließende Kältelauge der Frostwirkung ausgesetzt werden. Durch Einpressen von Druckwasser zwischen Eisen- und Bleizylinder wurde der gefrorene Schwimmsandzylinder unter Druck gesetzt. Bei sinnreicher Übertragung der Frostwandbewegungen infolge Belastung konnte man durch die Vermittlung von Hebeln im vergrößerten Maßstabe die Einbuchtung der Frostwand beobachten und somit Rückschlüsse auf ihr Verhalten ziehen, wie es sich in der Natur im großen abspielt. Die Versuche von Beerlingen ergaben: a) daß gefrorener Schwimmsand unter mehrachsigem Druck plastisch wird, b) daß die Stärke der Plastizitätserscheinungen auch von der Zeitdauer der Druckeinwirkung abhängt, c) daß für die Bemessung der Frostwandstärke die gewöhnlichen Ansätze für die Festigkeitsberechnung von Baustoffen allein nicht maßgebend sind, d) daß die Formänderung der Frostmauer außerdem abhängig ist von der freien Höhe der ohne Ausbau stehenden Frostmauer.

Übertragen auf die natürlichen Abteufverhältnisse lassen die Versuchsergebnisse von Beerlingen nach den Angaben der damit beschäftigten Forscher auf folgendes schließen [6, 16]:

Zusammenstellung V [16]

Versuchsergebnisse von Beerlingen (Stärke der Frostmauer bei 8 m Aushubdurchmesser)

Lfd. Nr. des Versuches	Zusammensetzung des Versuchsbodens	Temperatur ° C	Belastung P at	Stärke der Frostmauer m	vorhand. freie Höhe der Frostmauer (ohne Ausbau) m
1		— 10,6	7	1,440	13,700
2	8 % Ton	— 10,6	16	1,460	3,450
3	65 % Sand	— 10,6	31	1,500	0,936
4	27 % Wasser	— 10,6	32	3,700	2,660
5	(gesättigt)	— 10,6	40	3,700	1,330
6		— 20,0	60	3,800	1,330
7	65 % Sand	— 20,0	60	3,780	1,145
8	35 % Ton	— 25,0	70	3,780	1,145
9	(m. Wass. ges.)	— 35,0	90	3,780	1,145

Aus dieser Zusammenstellung ergibt sich, daß erhebliche Frostwandstärken bei niedrigen Frosttemperaturen nötig werden, wenn hohe Sätze von 35 bis 40 m während des Abteufens in tiefen Schächten mit seitlicher Druckbelastung p von über 30 kg/cm^2 (Tiefe über 170 m) ohne Ausbau stehenbleiben sollen. Frostwandstärken von mehr als 4 m mit Durchschnittstemperaturen von -25°C oder gar -35°C lassen sich unter normalen Gefrierbedingungen nicht herstellen. Nur besondere Umstände, z. B. Schachtiefen über 500 m Teufe oder die Überwindung von Salzlauge innerhalb der wasserführenden Gesteinsschichten rechtfertigen den für diese tiefen Temperaturen notwendigen Aufwand. Im Vergleich zu den oben aufgestellten Versuchsergebnissen ermitteln die im Unterabschnitt d_2 angegebenen Formeln (15) und (15a) unter Zugrundelegung von zwei verschiedenen Festigkeiten der gefrorenen Gesteine von 100 und 200 kg/cm^2 , die bei sandigen Schichten mit Frosttemperaturen von etwa -10°C und -20°C sich ergeben, folgende günstigere Zahlen für die Stärke der Frostwand mit Aushubdurchmessern im Schacht 8, 9,5 und 10 m [16]: *)

*) Unberücksichtigt bleibt bei Domke der Begriff „freie Höhe“, der nach den Beerlinger Versuchen von Einfluß ist. (Vgl. Abschnitt g_2 .)

Zusammenstellung VI [16]

Aushub- durch- messer	Gefrier- kreis- durch- messer	Innere Frost- wand	Frostwandstärke errechnet bei					
			$p = 65$		$p = 75$		$p = 85 \text{ kg/cm}^2$	
			$K = 100 \mid 200$		$K = 100 \mid 200$		$K = 100 \mid 200$	
			kg/cm^2		kg/cm^2		kg/cm^2	
m	m	m	m	m	m	m	m	m
8,0	13,5	2,75	4,6	2,0	6,0	2,3	7,6	2,7
9,5	15,0	2,75	5,5	2,4	7,12	2,7	9,0	3,2
10,0	15,5	2,75	5,75	2,5	7,5	2,85	9,5	3,4

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, daß in tiefen Schächten mit seitlicher Druckbelastung von $p = 65 \text{ kg/cm}^2$, d. h. in Tiefen von 350 m und mehr, schon bei einem Aushubdurchmesser von 8 m und einer Durchschnittstemperatur von -10°C (d. h. 100 kg/cm^2 Bruchfestigkeit der Sandschichten) eine Mächtigkeit der Frostwand (mit gleichmäßiger Temperatur) von 4,6 m erforderlich sein würde. Bei breiten Schächten, die für die gleiche Teufe, jedoch bei Ausbau mit Eisenbeton ausgehoben werden, müßte die Frostwand mit Aushubdurchmessern von 10 m eine Stärke von 5,75 m bei einem seitlichen Druck von $p = 65 \text{ kg/cm}^2$ und bei einem seitlichen Druck von 85 kg/cm^2 (Aushubtiefe etwa 500 m), sogar 9,5 m erreichen. Dagegen wird man bei einer Bruchfestigkeit von $K = 200 \text{ kg/cm}^2$, d. h. bei -20°C Frosttemperatur, mit einer Wandstärke von 2 bis 3,5 m auskommen.

Frostmauern erreichen in der Praxis größere Mächtigkeiten als nach der Domkeschen Formel zugrunde gelegt wurde. Bei der Beurteilung der Frostwandstärke ist nämlich zu berücksichtigen, daß der nach außerhalb des Gefrierkreises fallende Teil, „die äußere Frostwand“, niemals auf eine gleichmäßige Temperatur von -20°C gebracht werden kann, da, wie bereits im Abschnitt e) bemerkt wurde, außerhalb des Gefrierrohrkreises die Temperatur bis auf 0°C steigt. Bei Laugentemperaturen von -25°C am Schachteintritt werden bei einem normalen Aushub nach einem Jahre im Schachtstoß Temperaturen von -16°C gemessen. Eine gleichmäßige Temperatur von -20°C in einer Mächtigkeit von 5 bis 6 m ergibt sich in der Praxis unter den heutigen Bedingungen des Gefrierverfahrens nicht.

Bei Zusammenfassung der Versuchsergebnisse und der Ermittlungen der statischen Untersuchung nach der Theorie des plastischen Spannungszustandes kann man unter Berücksichtigung der im Abschnitt c) gemachten Feststellungen über innere und äußere Frostwand mit Bezug auf ihre Temperaturbeständigkeit folgendes sagen:

- Die äußere Frostwand entspricht in ihrem Ausmaß und in ihrer durch den Temperaturverlauf bedingten Festigkeitszusammensetzung nicht durchgehend den Anforderungen der statischen Berechnung.
- Die erforderliche Frostwandstärke d mit gleichhoher Festigkeit wird durch die durch Gefrierkreis und Aushub begrenzte innere Frostwand gebildet. Vgl. Formel (15 a).
- Die innere Frostwand läßt sich in wirtschaftlich tragbaren Grenzen herstellen, entsprechend den durch die Frostwirkung bei tieferen Temperaturen gegebenen Möglichkeiten.
- Die hohe plastische Beanspruchung der gleichmäßigen inneren Frostwand läßt erkennen, wie unsicher die äußere ungleichförmige Frostwand für die Standfestigkeit des Schachtaushubes ist.

Zur Erreichung der erforderlichen Sicherheit muß bei Planung einer Abteufung nach dem Gefrierverfahren die innere Frostwand entsprechend bemessen werden und allein durch sie der seitliche Druck der Gesteinsschichten übernommen werden. Die äußere Frostwand ist mehr als Schutzschicht zur Isolierung der inneren Frostwand gegen die eigene Wärme der Gesteinsschichten zu betrachten. Die zusätzliche Sicherheit, die sie bietet, kann zahlenmäßig nicht gewertet werden; hierbei sind zusätzliche Spannungen, die in der ringförmigen Scheibe infolge unregelmäßiger Frostverteilung auftreten, mit in Rechnung gestellt. Die aus dieser Unterscheidung zwischen innerer und äußerer Frostwand sich ergebenden doppelten Frostwandstärken beweisen, wie zwingend es ist, mit

einer möglichst geringen Ausbaustärke der Schachtwände auszukommen, damit sich möglichst geringe Aushubdurchmesser ($2b$) und Frostwandstärken d ergeben. Auf die erforderliche Mächtigkeit der inneren Frostwand ist vor allem dann zu achten, wenn Ton- und Braunkohlenschichten zu durchteufen sind. Mitunter wird es jedoch aus wirtschaftlichen Gründen vorkommen, daß auch der äußere Frostmantel teilweise in Rechnung gesetzt wird, wobei allerdings Temperaturkontrolllöcher unerlässlich sind.

f) Erfahrungen aus dem Tiefbau [60]

Zur Gründung des Tiefschachtes für die Schwimmer des Schiffshebewerkes Rothensee wurden zwei Gefrierschächte mit einem Durchmesser von 13 m hergestellt. Die Gefrierrohre sind in zwei Ringen angeordnet, von denen der äußere Ring einen Durchmesser von 19 m, der innere von 16 m hatte. Die innere Frostwand wies nach den Darlegungen des vorhergegangenen Abschnittes eine Stärke von $\frac{1}{2} (19-13) = 3$ m auf. Die Abteuftiefe betrug im ganzen 71,50 m, wobei die lockeren Baugrundsichten mit Sand und Ton nur bis zu einer Tiefe von 42 m anstanden. Die restlichen 29,50 m wurden im klüftigen Fels herausgesprengt. Maßgebend für die Bruchfestigkeit der Frostwand waren also der über 34 m Tiefe anstehende Septarienton und der darunter bis 42 m reichende Grünstand (vgl. VII c) Bild 35).

Die Bruchfestigkeit des Sandes bei -10°C , d. h. der Temperatur der Frostwand beim Aushub, betrug ca. 90 kg/cm^2 , die des Tones 45 kg/cm^2 . Die seitliche Belastung aus Erd- und Wasserdruck konnte höchstens mit $1,7 \cdot H/10$ eingesetzt werden; bei $H = 42$ m betrug sie $p = 1,7 \cdot 42 = \text{rd. } 7\text{ kg/cm}^2$, und bei $H = 34$ m wird $p = \text{rd. } 6,0\text{ kg/cm}^2$. Für die in Frage kommende Tiefe konnte man angesichts der gewählten Stärke der Frostwand auch mit dem elastischen Spannungszustand auskommen, d. h. die alte Formel von Lamé (6) bei der Bemessung zugrunde legen.

Für die sandige Schicht sind folgende Zahlen maßgebend: Schachtdurchmesser $2b = 13,0$ m, Belastung $p = 7,0\text{ kg/cm}^2$ und zulässige Festigkeit $k = \frac{1}{2} K = 45\text{ kg/cm}^2$. Nach der Formel von Lamé ist dann der erforderliche äußere Durchmesser der Frostwand:

$$2a = 13 (1 - 2 \cdot 7/45)^{-\frac{1}{2}} = 13 (0,686)^{-\frac{1}{2}} = 15,8\text{ m}$$

Es ermittelt sich danach als Stärke der Frostwand 1,40 m.

Für die tonige Schicht sind zur Berechnung nach der Formel von Lamé folgende Zahlen maßgebend: $2b = 13$ m, $p = 6,0\text{ kg/cm}^2$ und $k = \frac{1}{2} K = \frac{1}{2} 45 = 22,5\text{ kg/cm}^2$. Der erforderliche Außendurchmesser ist dann

$$2a = 13 (1 - 2 \cdot 6/22,5)^{-\frac{1}{2}} = 13 (0,465)^{-\frac{1}{2}} = 19,2\text{ m}$$

Es ermittelt sich danach in der Tiefe von 34 m als Stärke der Frostmauer für die Tonschicht $d = \frac{1}{2} (19,2 - 13,0) = 3,1$ m.

Die ausgeführte Frostwandstärke von 3,0 m reichte demnach aus, um die äußere Belastung zu bewältigen, und zwar unter Zugrundelegung eines elastischen Spannungszustandes und einer Druckfestigkeit mit einer doppelten Sicherheit gegenüber der durch Prüfung festzustellenden Bruchfestigkeit der Sandschichten K .

Für den theoretischen Fall, daß im felsigen Tonschiefer Tonlager vorkommen*), die die Standsicherheit der gefrorenen Frostmauer im Felsen gefährden würden, könnte man bei der größten Tiefe von rd. 72 m mit der gleichen Festigkeit nicht auskommen. Die erforderliche Frostwandstärke bzw. der äußere Frostwanddurchmesser nach der Formel von Lamé würde sich dann zu $2a = \infty$ ergeben, insofern $2b = 13$ m, $k \sim 24,5$ und $p = 1,7 \cdot 72 : 10 = 12,25\text{ kg/cm}^2$ eingesetzt wird. Es wird nun klar, daß man in dieser Tiefe mit dem elastischen Spannungszustand nicht auskommen könnte. Hier wäre es erforderlich, den plastischen Spannungszustand zu berücksichtigen, wobei die Bruchfestigkeit voll oder mit einem kleineren Sicherheitskoeffizienten eingesetzt werden kann. Die Formel (15 a) ermittelt hier bei $H = 72,0$ m, $b = \frac{1}{2} 13 = 6,5$ m, $p = 12,25\text{ kg/cm}^2$ und $K = 45\text{ kg/cm}^2$:

*) Tatsächlich wurde der Fels unter 42 m als fest angesehen. Es wurde nur gefroren, um Wasserzuflüsse aus Klüften zu unterbinden!

$d/b = 0,29 (p/K + 2,30 p/K)^2 = 0,29 \cdot 0,273 + 2,3 \cdot 0,074 = 0,25$ m und als Frostwandstärke $d = 6,5 \cdot 0,25 = 1,5$ m. Bei Berücksichtigung einer Festigkeit $k = K/1,5 = 30$ kg/cm² ermittelt sich die erforderliche Frostwandstärke in der Tiefe von 42 m mit $d = 3,0$ m.

Die Benutzung der Formel (15a) für den Bereich der Tonschicht bei $H = 34$ m mit seitlicher Belastung 6,0 kg/cm² und Festigkeit $k = 22,5$ kg/cm² ergibt hier eine Frostwandstärke $d = 1,55$ m statt 3,1 nach der Formel von Lamé (6).

Wenn wir die Stärke der Frostwand in Rothensee bei 72,0 m Tiefe von 3,0 m mit der Stärke der Frostwand bei der Abteufung der 28,0 m tiefen Luftschächte des Antwerpener Straßentunnels vergleichen (vgl. VII b), müssen wir feststellen, daß die bei dem letzteren zugrunde gelegte Stärke der inneren Frostwand von 2,75 m zwischen äußerem Gefrierrohr (2 $a = 26$ m) und Schachtquerschnitt (2 $b = 20,5$ m) übermäßig bemessen wurde. Denn unter Berücksichtigung einer seitlichen Belastung der durchweg sandigen Schichten, die hier angetroffen wurden, von $p = 1,5 \cdot 28/10 = 4,2$ kg/cm² und der Festigkeit der tieferen Tonschichten $k = K : 2 = 22,5$ kg/cm² errechnet sich nach der Formel von Lamé der erforderliche äußere Durchmesser der inneren Frostwand mit:

$$2a = 20,5 : (1 - 2 \cdot 4,2/22,5)^{\frac{1}{2}} = 20,5 : 0,79 = 25,8 \text{ m.}$$

Da nun die vorhandene innere Frostwand einen äußeren Durchmesser von 26 m aufwies, ist zu entnehmen, daß beim Antwerpener Tunnel der Luftschacht nach der Formel von Lamé berechnet wurde. Unter Berücksichtigung des plastischen Spannungszustandes vermindert sich die erforderliche Frostwandstärke für die tiefsten Tonschichten, wo der Luftschacht endete, auch unter Zugrundelegung der gleichen Festigkeit $k = 22,5$ kg/cm² und $b = \frac{1}{2} 20,5 = 10,25$ m auf $d = 10,25 \cdot 0,29 (4,2/22,5) + 10,25 \cdot 2,30 (4,2/22,5)^2 = 1,40$ m. Hieraus ist zu schließen, daß bei den kleineren Tiefen von 30 bis 50 m, mit denen im Bauwesen hauptsächlich zu rechnen ist, mit großer Vorsicht vorgegangen und die Formel von Lamé benutzt wurde, die durchweg einen elastischen Spannungszustand in der Frostwand voraussetzt und deswegen eine größere Sicherheit verbürgt. Solche erhöhten Sicherheitsansprüche waren schon deshalb berechtigt, weil die Schachtdurchmesser bei den erwähnten Anwendungen des Gefrierverfahrens im Bauwesen erheblich größer als im Bergbau waren (das rd. Zweifache in Rothensee und Vierfache in Antwerpen). Für solche ungewöhnlichen Abmessungen gab es noch keine praktischen Erfahrungen. Gewöhnlich schwankt der Abstand der einzelnen Gefrierrohre im Verteilungsrohr aus kältetechnischen Gründen je nach Bodenart und Gefrierteufe nur zwischen 1 bis 1,3 m. Durch die Anordnung der Gefrierrohre in zwei Ringen konnte die Verstärkung der Frostwand mit einem nur kleinen Mehraufwand an Gefrierrohren erreicht werden, die ohnehin ziemlich flach und daher weniger kostspielig sind. Die kleinere Teufe und größere Sicherheit gestattete es überdies, die Schächte bis zur Sohle ohne Pause auszubringen und dann bei freistehenden Wänden den Ausbau von unten nach oben pausenlos durchzuführen.

g) Sicherung der Festigkeit der Frostwand bei der Ausführung [2, 4, 3, 16, 19, 20]

g₁. Die Überwachung des Gefriervorganges.

Wie die Anforderungen, die an die Frostdauer tiefer Schächte zu stellen sind, erfüllt werden können, ist eine Frage, die sehr viel von den Durchführungsbedingungen abhängt. Wie bei jedem anderen Bauverfahren, trägt eine planmäßige Überwachung auch hier wesentlich dazu bei, die Sicherheit der Ausführung des Gefrierverfahrens zu gewährleisten. Die Mittel dazu sind Loten der Bohrungen und Temperaturmessungen der Lauge und im Erdreich.

Voraussetzung zum Gelingen des Verfahrens ist eine regelmäßige, d. h. möglichst lotrechte Niederbringung der Bohrungen, die erst eine gleichmäßig geschlossene starke Frostmauer gewährleistet. Die gesammelten Erfahrungen führen zu der Erkenntnis, daß die richtungsgemäße Niederbringung von Gefrierlochbohrungen durch planmäßige Lotung genau geprüft werden kann. Abweichungen, die mit dem Gebhardt'schen Gerät bei Gefrierlöchern ermittelt wurden, und Nachprüfungen derselben bei Ausspitzen des Keilkranzbettes in der Schachtscheibe, wo diese Löcher sichtbar geworden sind, geben eine fast genaue Übereinstimmung zwischen den Lotergebnissen und dem Befund im Schacht.

Die Temperatur der Kühllauge wird gewöhnlich, nachdem die Lauge in der Kälteanlage abgekühlt worden ist, im sogenannten Gefrierkeller bei Eintritt in die Fallrohre geprüft und ein zweites Mal bei Austritt aus den Gefrierrohren gemessen, nachdem die Kühllauge ihre Kälte an das Gebirge abgegeben hat. Dazu werden an geeigneter Stelle Rohrstutzen angebracht. Bei der Temperaturmessung ist jedoch zu berücksichtigen, daß die im Fallrohr niedergehende Kühllauge die in dem oberen Teil des Gefrierrohres hochsteigende Lauge von neuem abkühlt. Deshalb geben die bei der wieder hochsteigenden Lauge im Gefrierkeller festgestellten Temperaturen ein falsches Bild von dem eigentlichen Gefriervorgang, da die zurückströmende Lauge tatsächlich mehr Kälte auf das Gebirge übertragen hat, als die Temperaturmessung vermuten läßt. Die im Fallrohr niedergehende Lauge wird andererseits von der im Gefrierrohr hochsteigenden Lauge wieder etwas angewärmt, und so kann es bei großer Teufe oder bei langsamem Kreislauf der Lauge vorkommen, daß die Kühllauge im Fallrohr schon viele Kältekalorien eingeblüßt hat, bevor sie den Grund des Gefrierrohres erreicht. Diese Tatsache hat verschiedentlich zu einer weit ungünstigeren Beurteilung des Gefriervorganges geführt, als es der Wirklichkeit entspricht. Tatsächlich sind durch Messungen in den verschiedenen Teufen nur sehr geringe Temperaturunterschiede nachgewiesen worden, so daß man bei einem nicht allzu langsamen Kreislauf mit Abweichungen von nur wenigen Graden rechnen kann. Dies ist um so bemerkenswerter, als die eigentliche Gebirgswärme mit der Tiefe zunimmt, wobei unter Berücksichtigung der geothermischen Tiefenstufe die Temperatur in 300 m Teufe um etwa 9° C wärmer sein müßte als in einer Teufe von etwa 10 m. Selbstverständlich macht sich dieser Temperaturunterschied in größerer Teufe zunächst während der Bildung der Frostmauer bemerkbar. Sobald aber die Frostmauer geschlossen ist, findet ein Ausgleich der Temperatur statt. Größere Temperaturunterschiede in erheblicherer Teufe lassen sich auch später noch in Gefrierrohren feststellen, die eine stärkere Abweichung von der Senkrechten oder von den Nachbarlöchern aufweisen.

Wenn man bedenkt, daß die Festigkeit der Frostmauer von der Temperatur abhängt, und hierbei berücksichtigt, wie lange es dauert, bis die bei der Bemessung angenommenen Festigkeiten der Frostmauer (bei Berücksichtigung einer angemessenen Wirtschaftlichkeit) erreicht werden, dann wird man die Notwendigkeit der planmäßigen Temperaturmessung auch innerhalb der gefrorenen Schichten erkennen, damit rechtzeitig etwa notwendige Maßnahmen ergriffen werden können. Aus Unkenntnis der Struktur der Frostwand wird oft mit den Temperaturmessungen erst Wochen nach Inangasetzung der Gefrieranlage begonnen. Die erste Messung hat die Gebirgstemperatur vor der Frosteinwirkung festzulegen, wobei Unregelmäßigkeiten bereits Rückschlüsse auf den Verlauf der Frostwandherstellung gestatten. Frostlücken können aus natürlichen Gründen nur durch fließendes Wasser entstehen und sind schwer zu schließen. Bei Berücksichtigung dieser Sachlage wird man den Frostverlauf an den betreffenden Stellen unablässig verfolgen und den Gefrierverlauf in schweren Fällen anders vornehmen, als man gewöhnt ist. Es sei hier auf Schachtabteufen an der englischen Küste hingewiesen, bei denen die Untergrundströmungen sowie die unterirdische Einwirkung von Flut und Ebbe auf den Grundwasserspiegel besondere Maßnahmen beim Gefrieren verlangten, die dann auch zum Erfolg führten *). Ein ähnlicher Fall ist aus dem Elsaß bekannt, wobei es ebenfalls nur durch besondere Beobachtung und Führung des Gefriervorgangs gelang, den Schacht über eine Frostlücke hinwegzubringen [16].

Als ein Gegenbeispiel für den Ausgleich der Temperatur in verschiedenen Teufen bei normalen Verhältnissen im Erdreich seien nachstehende Zahlen, die in verschiedenen Tiefen vom Schacht Wallach 1 der Deutschen Solvaywerke bei Wesel nach Schließung des Frostwandringes ermittelt wurden, angeführt:

Teufe:	50	100	175	250	325	400	450	500 m
Temperatur	—14,0	—14,8	—14,5	—14,0	—13,2	—12,0	—11,5	—11,0° C

Mithin bestanden trotz der Erdwärme in den verschiedenen Teufen nur geringe Abweichungen in der Temperatur der Frostmauer, was auf eine gute Kälteverteilung und einen genügend schnellen Kreislauf der Kühllauge schließen ließ.

*) Vgl. Abb. 12.

Die Frage, ob sich diese Bedingungen besser durch Verwendung von engen oder von weiten Fallrohren erfüllen lassen, ist nach den örtlichen Verhältnissen zu entscheiden, besonders danach, welche Laugenmenge in einem bestimmten Zeitabschnitt um eine bestimmte Anzahl Grade abzukühlen vermag. Selbstverständlich ist es von Vorteil, eine möglichst große Menge von Lauge in der Zeiteinheit durchfließen zu lassen; deshalb müssen die Fallrohre so weit sein, daß bei der erforderlichen Laugenmenge der Druckverlust in den Laugenleitungen nicht zu groß wird.

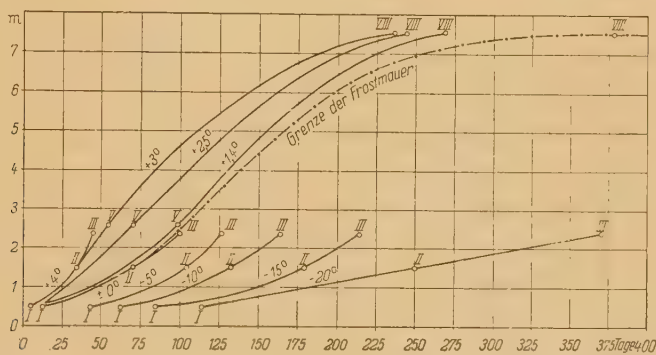


Bild 16. Temperaturen im Gebirge während des Gefrierens des Schachtes Solno bei Inowrazlaw [19]

Bild 16 läßt erkennen, in welcher Weise sich die Temperaturen im Gebirge bei einem Tiefkälteschacht in einer Teufe von 15 m während der Gefrierzeit ändern. Bemerkenswert sind das schnelle Anwachsen der Frostmauer bis zu einer bestimmten Stärke (nach 70 Tagen war der Frost 1,5 m außerhalb des Gefrierrohrkreises fortgeschritten) und der später nur langsam zunehmende Frostfortschritt. Wenn diese Messungen auch nur in einer Teufe von 15 m unter Tage ausgeführt werden konnten, so trifft das so gewonnene Bild doch auch für den Frostfortschritt in größeren Teufen zu, da nach wiederholten Messungen die Temperaturen in der stillstehenden Kühllauge, im Gefrierrohr gemessen, höchstens nur um 1°C kälter sind als die auf $2\frac{1}{2}\text{ m}$ Abstand innerhalb des Gefrierrohrkreises gemessene mittlere Temperatur des Gebirges.

Zu einer zuverlässigen Messung der Temperatur der Gebirgsschichten in den Gefrierrohren muß das Gefrierloch naturgemäß von dem Laugenumlauf abgesperrt werden, da nur dann die im Gefrierrohr erhaltene „tote Lauge“ die Temperatur des umgebenden Gebirges annimmt. Bei den in regelmäßigen Abständen durchzuführenden Temperaturmessungen in den Gefrierlöchern können aus wirtschaftlichen Gründen nicht jedesmal die Fallrohre gezogen werden. Dieses ist auch nicht erforderlich. Notwendig ist jedoch, die Temperaturmessungen in der toten Lauge möglichst von 5 zu 5 m Teufe durchzuführen. Das Bohrlochthermometer wird am oberen Ende des Gefrierrohres eingelassen. Es besitzt einen Platindrahteinsatz, dessen elektrischer Widerstand, der von der Temperatur abhängig ist, gemessen wird. Zur Aufhängung des Thermometers dient eine besondere Vorrichtung mit Gummischlauchleitung. Auch eine selbsttätige Aufschreibung der Meßwerte ist möglich. Eine sofort nach der Absperrung vorgenommene Messung gibt bekanntlich die Gebirgstemperatur nicht an. Es wird aber oft die Meinung vertreten, daß einer Laugentemperatur von -25°C auch eine Gebirgstemperatur von -25°C entsprechen muß. Die wirkliche Gebirgstemperatur liegt jedoch etwa 5 bis 8°C höher als die Laugentemperatur. Man wird z. B. bei -25°C Laugentemperatur etwa -16° bis 17°C wirkliche Gebirgstemperatur finden. Eine Ursache des Widerstandes ist der Tongehalt der Bohrtrübe; der Ton setzt sich nicht nur an der Bohrlochwand ab, sondern er dringt auch mehr oder weniger tief in die Wasserporen des Gebirges ein, jedenfalls genug, um dem Abfluß der Kälte aus dem Gefrierrohr einen erheblichen Widerstand als bei mit gefrorenem Wasser gefüllten Poren entgegenzusetzen. Diese Tatsache muß bei Wärmeberechnungen im Gefrierschachtbau durch eine angemessene Widerstandszahl be-

rücksichtigt werden, da sie nicht gering ist. Der Temperaturunterschied ist überraschend groß, und deshalb kann die Festigkeit und Sicherheit der Frostwand nicht auf Grund der Laugentemperatur beurteilt werden. Durch Beobachtung des Grundwasserspiegels innerhalb und außerhalb des Gefrierrohrkreises in besonderen Bohrlöchern läßt sich der Vorgang der Schließung des Frostmauerringes feststellen, weil dann das am Entweichen nach außen verhinderte und durch Raumvermehrung infolge Eisbildung verdrängte Wasser im Schachtkern langsam und gleichmäßig ansteigt.

Die planmäßige Betriebsüberwachung bietet die Möglichkeit, die Grundbedingungen für das Entstehen der Frostwand mit der erforderlichen Festigkeit zu schaffen. Während des Abteufens und der Auskleidung des Schachtes ist alles zu vermeiden, was einen Temperaturabfall und somit eine Schwächung der Frostwand hervorrufen kann. Abb. 16 stellt die graphische Aufzeichnung der Temperaturmessungen dar, die in einigen Punkten bei der gleichen Tiefe von 15 m und in verschiedenen Abständen außerhalb des Ringes der Gefrierrohre vorgenommen wurden. Die Wanderung der Grenze der Frostwirkung (0°C) im Laufe der Gefrierwirkung ist mit einer gestrichelten Linie in der Zeichnung kenntlich gemacht. Hierbei ist zu erkennen, daß der Einfluß der Gefriertemperatur innerhalb der umliegenden Gebirgsschichten sich weit hinaus erstreckt.

g₂. Die freie Höhe der Frostwand beim Abteufen [16, 34, 19—25].

Bei den Standsicherheitsfragen der Frostwand, die im Abschnitt e) besprochen wurden, ist es ungeklärt, inwieweit der Begriff der freien Aushubhöhe, dessen Bedeutung durch die Versuche von Beeringen hervorgehoben wurde, von Einfluß ist. Die Theorie berücksichtigt diesen Begriff nicht und setzt ihn nicht in die Rechnung ein. Bei abschnittweisem Ausbau tritt zum Gewicht der lastenden Frostsäule die Belastung der Ausbausäule beim Abteufen in größeren Tiefen hinzu; Erfahrungen aus dem Schachtbau lassen jedoch deutlich erkennen, daß bei dem gefährlichem plastischem Spannungszustand das Fließen der gefrorenen Gesteine bei einem hohen, freien Teufabschnitt eher in Erscheinung tritt als bei einem kurz gehaltenen Schachtstoß ohne Auskleidung. So wird das Unterhängen der Tübbinge im Hinblick auf die Sicherheit tieferer Schächte für notwendig erachtet *).

III. Kältebedarf und Leistung der Maschinenanlage [5, 26 — 31]

a) Berechnung des Kältebedarfs

Die für die Herstellung des Frostzylinders (Frostwand und Schachtkern) erforderliche Kälte läßt sich nur überschläglich berechnen. Die Kältemenge entspricht der Wärmemenge, die den wasserführenden Schichten entzogen und der Kältelauge zugeführt wird. Im weiteren Kreislauf wird diese in dem Refrigerator (Verdampfer) der Gefrieranlage vom Kälteerzeugemittel abgenommen. Wie bereits in den Abschnitten b) und c) besprochen wurde, hängt die Größe der zu entziehenden Wärmemenge im wesentlichen von der Beschaffenheit der Erdschichten und von der Größe der erwünschten Druckfestigkeit des gefrorenen Gebirges, d. h. von der erforderlichen tiefen Temperatur, die im Erdreich erzeugt werden muß, ab. Die Frostwandstärke hängt von der Belastung der tiefergelegenen Gebirgsschichten ab und hat im übrigen eine ziemlich gleichmäßige Höhe durch die ganze Schachttiefe. Sind die tieferen Schichten sandhaltig und die oberen Schichten tonhaltig, dann kann unter Zugrundelegung der zulässigen Festigkeiten der tieferen Sandschichten auch für die oberen tonigen Schichten, wo die Frostwand eine wesentlich niedrigere Belastung erhält, eine für die gleiche Temperatur zulässige Beanspruchung der Tonschichten erreicht werden. Die Festigkeit des Schwimmsandes ist bei -15°C etwa 140 kg/cm^2 , dagegen beträgt die Festigkeit der tonigen Schichten bei der gleichen Temperatur etwa die Hälfte. Dementsprechend kann die bei dieser Temperatur erforderliche Frostwandstärke sowohl für die unteren Sandschichten wie für die oberen Tonschichten ausreichen. Ist aber die Schichtfolge umgekehrt und sind die tonigen Schichten tiefer gelegen als die sandigen, so stellen sich die Verhältnisse umgekehrt, und als maßgebliche Frostwandstärke gilt nur das für die unteren Tonschichten zulässige Mindestmaß. Tiefer gelegene Tonschichten haben allerdings den Vorteil, daß dadurch die Frostwand eine natürliche Abdämmung von

*) Vgl. auch IV a).

unten erhält; stehen dagegen an der Schachthohle wasserführende Sandschichten und klüftiger Fels an, so muß der Frostzylinder tiefer als der Schachtboden getrieben werden, damit eine ausreichende Abdämmung des Schachtes gegen Wassereintrich von Grund auf erreicht wird.

Die spezifische Wärme der Untergrundschichten, soweit sie das feste Gestein betrifft, ist ziemlich gleich groß und beträgt gewöhnlich ca. $0,22 \text{ kcal/kg}^\circ \text{C}$ im festen Gestein, dagegen ist die Wärmeleitfähigkeit der Gebirgsschichten grundverschieden, wie bereits bei der Durchrechnung der Beispiele 1, 2 und 3 in Abschnitt II b) besprochen wurde. Man sagt häufig, Ton gefriere schlecht, Sand dagegen gut. Hierbei wird berücksichtigt, daß die Wärmeleitfähigkeit des Tones größer ist als die des Sandes, mit anderen Worten: Ton verbraucht die gleiche Wärmemenge wie Sand bei Temperaturwechsel, er leitet aber die Wärme sehr schnell weiter, so daß sich eine für die Festigkeit der gefrorenen Sandschichten zulässige höchste Frosttemperatur schneller in Sandschichten durchsetzt als in tonigen Schichten. Nach Erfahrungen ist der weiche Kern des Frostzylinders in tonigen Schichten kleiner als in sandigen, was dadurch zu erklären ist, daß, sobald die Frostwand geschlossen ist, die Kälte im Ton schneller nach der Schachtmitte fortschreiten wird als bei Sandschichten, in denen der weiche Kern des Frostzylinders beim Abtaufen in größerer Stärke anzutreffen ist. Der Verhältnisfaktor q des Frostfortschrittes ($\xi = q\sqrt{t}$) wurde bereits bei gleichem Wassergehalt größer in tonigen Schichten ermittelt als in sandigen. Aus diesem Grunde darf nicht geschlossen werden, daß Ton besser gefriert als Sand, weil die Temperatur der gefrorenen Tonschichten gleichmäßiger gehalten wird als die der sandigen. Wie bekannt, ist die Festigkeit des gefrorenen Tons niedriger als die des Sandes bei gleicher Frosttemperatur, und für die Bemessung der Frostwand nicht die durchschnittliche Temperatur der überhaupt gefrorenen Bodenschichten um den Ring der Gefrierrohre, sondern nur die „innere Frostwand“ zwischen dem Rohrring und dem Schachthuerschnitt maßgebend; diese behält bei sandigem Boden eine höhere Temperatur bei als bei tonigem Boden unter den gleichen Gefrierbedingungen.

Weiterhin spielt auch die eigene Wärme des Untergrundes eine wesentliche Rolle bei der Ermittlung der zu entziehenden Wärmemenge, denn, wie bekannt, ist die Erdwärme von etwa 30 m an, unabhängig von der Oberflächentemperatur, ständig im Wachsen. Je tiefer die Schicht, um so größer ist das Temperaturgefälle zwischen Frostwand und den umliegenden Erdschichten, also desto größer die für die Bildung und Instandhaltung der Frostwand nötige Kälteleistung der Gefrieranlage.

Der Wassergehalt der wasserführenden Schichten spielt ebenfalls, unabhängig von der Beschaffenheit des festen Gesteins, eine große Rolle bei der Bestimmung der Kälteleistung, indem die spezifische Wärme des Wassers vor dem Gefrieren mit $1 \text{ kcal/kg}^\circ \text{C}$ und mit 0,5 nach dem Gefrieren zu bemessen ist. Außerdem werden 80 kcal/kg zu jedem kg Wasser bei Übergang von dem flüssigen in den gefrorenen Zustand hinzugerechnet.

b) Ermittlung der Maschinenleistung in einem Beispiel [5, 55]

Gründungen nach dem Gefrierverfahren benötigen erhebliche Kältemengen, die nur maschinell erzeugt werden können. Die Verwendung von kalter Luft in Ländern mit kaltem Klima bei Fundierungen ist eine Besonderheit, die über den Rahmen der deutschen Erfahrungen hinausgeht.

Die Leistung der kälteerzeugenden Maschine richtet sich nach dem stündlichen Kälteverbrauch (kcal/h); dieser läßt sich errechnen nach dem Rauminhalt des auszufrierenden Bodens, seiner spezifischen Wärme, der Wärmeleitfähigkeit des Bodens und der ihn durchsetzenden Gefrierrohre. Den Haupteinfluß auf den Kälteverbrauch hat der Wassergehalt des zu vereisenden Erdrreiches; da aber das Grundwasser sehr selten eine unbewegliche Masse darstellt, sondern sich oft in unterirdischen großen Strömen, wenn auch langsam, bewegt, so wird vor der Erstarrung des Bodens viel Kälte durch das abströmende Wasser fortgeführt; ferner führen diese Grundwasserströme um die bestehende Frostmauer dauernd wieder Wärme zu. Da der Einfluß dieser bewegten Wassermassen nie genau bestimmt werden kann, so bleibt die Rechnung meist fraglich und der Versuch mit Probegefrierrohren anzuraten, wenn man nicht Erfahrungszahlen aus ähnlichen Bauverhältnissen verwerten kann.

Bei einem Schacht von etwa 100 m Tiefe, der z. B. bis zu einem klüftigen wasserführenden Felsgestein reicht und dazu 10 m tiefer gefroren werden muß, um den Schachtboden gegen Wasserauftrieb (freies oder artesisches Grundwasser) zu schützen, und der mit einem inneren Durchmesser von $2b = 15$ m ausgehoben wird, benötigt man nach der Formel (15a) unter Zugrundelegung eines seitlichen Drucks $p_{\max} = 17 \text{ kg/cm}^2$ und einer Festigkeit gefrorener tonhaltiger Sandschichten $k = 2/3 \cdot K = 2/3 \cdot 90 = 60 \text{ kg/cm}^2$ bei einer Frosttemperatur -15°C für die tieferen Bodenschichten aus sandigem Ton eine innere Frostwandstärke d nach D o m k e:

$$\begin{aligned} d/b &= 0,29 \cdot (17/60) + 2,30 \cdot (17/60)^2 \\ d &= \frac{1}{2} 15 \cdot (17/60) \cdot (0,29 + 2,30 \cdot 17/60) \\ d &= 1,8 \text{ m, d. h. rd. } 2,0 \text{ für die innere Frostwand.} \end{aligned}$$

Nach den Darlegungen im Abschnitt II d) wird die Gesamtstärke der inneren und äußeren Frostwand etwa zweimal so groß, also rd. 4 m. Der Außendurchmesser der inneren Frostmauer, der auch für den Ring der Gefrierrohre maßgebend ist, erreicht dadurch $2a = 2(b + d) = 15 + 4 = 19 \text{ m}$. Der völlig geschlossene innere Frostzylinder hat dann ein Volumen von:

$$\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19,0^2 \cdot 110,0 = \text{rd. } 31200 \text{ m}^3.$$

Für die Schichtenfolge im Erdreich wird folgende Gliederung angenommen:

20 m Sandschichten mit einem Porenvolumen	von 40%
30 m tonige Schichten mit einem Porenvolumen	von 25%
40 m sandiger Ton mit einem Porenvolumen	von 30%
20 m klüftiger Fels mit Kluftvolumen	von 20%

Danach ist die zu entziehende Wärmemenge zu berechnen. Zur Abkürzung wird in diesem Beispiel angenommen, daß die natürliche Erdwärme überall gleich groß mit $+10^\circ \text{C}$ festgestellt wurde, so daß der innere Frostzylinder von der Temperatur $+10^\circ \text{C}$ auf die Temperatur -15°C heruntergebracht wird *).

Aus der obigen Angabe des Porenvolumens ist gleich der Wassergehalt des gesamten Frostzylinders zu ermitteln:

$$\begin{aligned} (20/110) \cdot 31200 \cdot 0,40 &= \text{rd. } 2270 \text{ m}^3 \\ (30/110) \cdot 31200 \cdot 0,25 &= \text{rd. } 2130 \text{ m}^3 \\ (40/110) \cdot 31200 \cdot 0,30 &= \text{rd. } 3400 \text{ m}^3 \\ (20/110) \cdot 31200 \cdot 0,20 &= \text{rd. } 1150 \text{ m}^3 \\ \hline \text{Gesamtwassergehalt} &= 8950 \text{ m}^3 = \text{rd. } 9000 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Das Gewicht der festen Erde bei einem spezifischen Gewicht des festen Erdstoffs mit $2,67 \text{ t/m}^3$ wird wie folgt errechnet:

$$(31200 - 9000) \text{ d. h. } 22200 \cdot 2,67 = 59000 \text{ festes Gestein.}$$

Nun wird für die Abkühlung unter Berücksichtigung der spezifischen Wärme von festem Gestein, Wasser und Eis folgende Kältemenge gebraucht:

Festes Gestein	von $+10^\circ$ auf -15°	$Q = 59000 \cdot 0,22 \cdot 10^3 \cdot 25 = 325 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Wasser	von $+10^\circ$ auf 0°	$Q = 9000 \cdot 1,0 \cdot 10^3 \cdot 10 = 90 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Eis	von 0° auf -15°	$Q = 9000 \cdot 0,50 \cdot 10^3 \cdot 15 = 67 \cdot 10^6 \text{ kcal}$

Für den Übergang

$$\text{vom Wasser zum Eis} \quad Q = 9000 \cdot 80,0 \cdot 10^3 = 720 \cdot 10^6 \text{ kcal}$$

$$\text{Erforderliche Kältemenge des inneren Zylinders} \quad = 1202 \cdot 10^6 \text{ kcal}$$

Für die äußere Zone der Frostmauer außerhalb des Ringes der Gefrierrohre, wo die Frosttemperatur nachläßt, wird angenommen, daß sich diese von -15°C auf 0° erhöht.

*) Bei einem Schachtdurchmesser über 10 m müßte man mit einem ausgedehnten weichen Kern des Frostzylinders rechnen, der eine höhere Temperatur als die der eigentlichen Frostwand aufweist.

Über die wirkliche Stärke des äußeren Frostzylinders schaffen wohl örtliche Messungen und Erfahrungen, jedoch auch thermophysikalische Berechnungen Gewißheit (vgl. Bild 8). Auf Grund der besprochenen Annahme sollte sich nun ein Ring mit einem äußeren Durchmesser von 23 m bilden, der ein Volumen

$$\text{von rd. } 100 \times \frac{1}{4} 3,14 (23^2 - 19^2) = 100 \times 3,14 \times 168/4 \sim 13.600 \text{ m}^3$$

aufweist.

Nach der vorangegangenen Rechnung für den Innenfrostzylinder beträgt der durchschnittliche Wassergehalt der Gebirgsschicht 29%. Danach setzt sich die äußere Frostmauer aus 3800 m^3 Wasser und 9800 m^3 bzw. $9800 \cdot 2,67 = 26250 \text{ t}$ Gestein zusammen; er wird nun auf eine durchschnittliche Temperatur von $-7,5^\circ \text{C}$ abgekühlt. Die zu entziehende Wärmemenge errechnet sich demnach wie folgt:

Festes Gestein	von $+10^\circ \text{C}$ auf $-7,5^\circ \text{C}$, $Q = 26 \cdot 250 \cdot 0,22 \cdot 10^3 \cdot 17,5 = 101,0 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Wasser	von $+10^\circ \text{C}$ auf $-6,0^\circ \text{C}$, $Q = 3 \cdot 800 \cdot 1,00 \cdot 10^3 \cdot 10 = 38,0 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Eis	von $+0^\circ \text{C}$ auf $-7,5^\circ \text{C}$, $Q = 3 \cdot 800 \cdot 0,50 \cdot 10^3 \cdot 7,5 = 14,0 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Beim Übergang vom Wasser zum Eis	$Q = 3 \cdot 800 \cdot 80 \cdot 10^3 = 305,0 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Erforderliche Kältemenge für den äußeren Ring	<u>$458,0 \cdot 10^6 \text{ kcal}$</u>

Gesamtwärmemenge für den inneren und äußeren Zylinder

$$10^6 (1202 + 458,0) \sim 1650 \cdot 10^6 \text{ kcal.}$$

Tatsächlich sind aber noch wesentlich höhere Leistungen aufzuwenden, da Leitungs- und Strahlungsverluste auftreten und nicht allein der Frostzylinder, sondern auch das umliegende Gebirge abkühlt und diesem während der ganzen Dauer sowohl des Gefrierens wie des Abteufens Kälte zugeführt werden muß. Man kann annehmen, daß die Verluste durch Leitung und Strahlung über Tage 25% und die Kälteverluste an das umgebende Gebirge während der Gefrierdauer bis etwa 50% der rechnungsmäßig erforderlichen Kälteleistung betragen, so daß insgesamt während der Gefrierdauer etwa

$$1650 \cdot 1,75 = 2900 \text{ Mill. kcal}$$

abzugeben wären.

Nun erhebt sich die Frage, während welcher Zeitdauer diese Wärmemenge aus dem Gebirge abzuführen ist. Aus der thermophysikalischen Untersuchung, die im Abschnitt II b) vorgenommen wurde, geht hervor, daß die äußere Frostwand bei sandigem Gestein mit 100 : 20 Gewichtsanteil Wasser etwa 2 m nach 4 bis 5 Monaten Gefrierdauer erreicht. Eine genaue Rechnung der wärmetechnischen Koeffizienten unter Heranziehung der Formeln (2) und (3) bei den Wasserverhältnissen unseres Beispiels (59 : 9 bzw. 100 : 15) wird ungefähr zu gleichen Ergebnissen führen. Wenn 150 Tage als Gefrierdauer zugrunde gelegt werden, dann erreicht die stündliche Leistung der erforderlichen Anlage

$$Q_0 = \frac{2900 \cdot 10^6}{150 \cdot 24} = \text{rd. } 800\,000 \text{ kcal/h.}$$

Es werden hier mindestens 5 Maschinen mit je $200\,000 \text{ kcal/h}$ gebraucht, wobei eine Maschine als Aushilfe dienen würde, damit auch eine Abkürzung der Fertigungszeit der inneren Frostwand in Aussicht gestellt werden kann.

Nach Beginn des Abteufens kommt es nur noch darauf an, die Frostwand zu unterhalten und die Kälteverluste zu ersetzen, so daß eine weit geringere Kältezufuhr (etwa 25%) als zur Zeit des Gefrierens ausreicht und nur ein Teil der Maschinen in Betrieb zu bleiben braucht.

Wenn statt in sandigen Tonschichten, die eine Bruchfestigkeit von 90 kg/cm^2 erst bei einer Gefriertemperatur von -15°C erreichen, ein Abteufen in ausgesprochenen Kieseandschichten vorliegt, die bereits bei -10°C die gleiche Bruchfestigkeit erhalten, wird die zu entziehende Wärmemenge anteilmäßig verringert. Unter den gleichen Wasserverhältnissen im Untergrund ist die erforderliche Leistung wie folgt zu errechnen:

Festes Gestein	von +10° auf -10°	$Q = 59\,000 \cdot 0,22 \cdot 10^3 \cdot 20 = 260 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Wasser	von +10° auf 0°	$Q = 9\,000 \cdot 1,0 \cdot 10^3 \cdot 10 = 90 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Eis	von 0° auf -10°	$Q = 9\,000 \cdot 0,50 \cdot 10^3 \cdot 10 = 45 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Für den Übergang vom Wasser zum Eis		$Q = 9\,000 \cdot 80,0 \cdot 10^3 = 720 \cdot 10^6 \text{ kcal}$
Erforderliche Kältemenge für den inneren Frostzylinder		$= 1115 \cdot 10^6 \text{ kcal}$

Durch analoge Rechnungen wird die zu entziehende Wärmemenge für die äußere Zone der Frostwand bei einer mittleren Temperatur von -5°C (Temperaturgefälle zur Erdwärme etwa 15°C) mit rd. $445 \cdot 10^6 \text{ kcal}$ errechnet, so daß die gesamte Kältemenge für die innere und äußere Frostwand bei einer Temperatur von -10°C $(1115 + 445) \cdot 10^6 = 1560 \cdot 10^6 \text{ kcal}$ erreicht.

Stündliche Leistung der Maschinen für 5 Monate Gefrierzeit

$$Q_0 = \frac{1560 \cdot 1,75 \cdot 10^6}{150 \cdot 24} = \text{rd. } 750\,000 \text{ kcal/h.}$$

In diesem Fall könnte man mit vier Maschineneinheiten auskommen, indem vier Maschinenaggregate mit je $250\,000 \text{ kcal/h}$ oder wenigstens zwei mit je $250\,000 \text{ kcal/h}$ und zwei mit je $200\,000 \text{ kcal/h}$ installiert würden.

Für die erforderliche Antriebskraft der Anlage ist zu berücksichtigen, daß der Leistungswert einer kWh durchschnittlich 860 kcal entspricht.

Um den Bedarf an Gefrierrohren berechnen zu können, ist zu berücksichtigen, daß 1 m^2 Gefrierrohrfläche bei einer Wandstärke von 6 bis 8 mm pro Stunde 230 bis 240 kcal/m² auf das Erdreich zu übertragen vermag. Bei 110 m Bohrtiefe der Gefrierrohre beträgt die Außenfläche eines Gefrierrohres von 140 mm $\varnothing$ (vgl. DIN 2442) $110 \cdot 3,14 \cdot 0,14 = 0,44 \text{ m}^2$. $110 = 48,40 \text{ m}^2$. Danach überträgt jedes Rohr stündlich rd. $230 \cdot 48,40 = 11,200 \text{ kcal}$. Da nun die erforderliche stündliche Leistung der Gefrieranlage (ohne Berücksichtigung der Strahlungsverluste oberhalb des Erdreichs) mit $800\,000 : 1,25 = 640\,000 \text{ kcal}$ errechnet wurde, beträgt die erforderliche Anzahl der Gefrierrohre im Erdreich:

$$640\,000 : 11\,200 = 57 \text{ bzw. rd. } 60 \text{ Rohre.}$$

Diese werden auf einen Ring von 19 m Außendurchmesser verteilt, wobei sich ein Abstand von $3,14 \cdot 19 : 60 = 1,0 \text{ m}$ ergibt. Zweckmäßiger ist es jedoch, wenn in dem äußeren Ring von 19 m Durchmesser nur 30 Stück im Abstand von 2 m verlegt werden und in einem Abstand von 1 m ein zweiter Ring mit einem Durchmesser von 17 m weitere 30 Stück zwischen den Abständen der äußeren Rohre angeordnet werden. Auf diese Weise wird die Frostwirkung gleichmäßig auf die 2 m starke Frostwand verteilt (vgl. Bild 35).

Auf Grund dieser allgemeinen Berechnungen über Kältebedarf kann die Bestellung der Kältemaschinen bei Spezialfabriken erfolgen, die Angebote für eine wirtschaftliche Betriebsleistung der Maschinenaggregate ausarbeiten werden. Kraftbedarf und Gasverbrauch werden von der Größe der Anlage und der Nutzleistung der Maschine abhängig. In Bild 30a ist eine derartige Anlage zum Gefrieren eines Tunnelzugangsschachtes mit Ammoniakkältemaschinen abgebildet, in Bild 4 und 4a eine Gefrieranlage mit Kohlensäure bzw. mit Ammoniak für einen Bergbauschacht schematisch dargestellt.

Betreffs der erforderlichen Temperatur der Lauge ist zu berücksichtigen, daß bei verlangter Frostwandtemperatur von -15°C die Temperatur der Kühllauge -20 bis -22°C betragen muß und dafür eine Temperatur im Verdampfer bis etwa -25°C erforderlich wird. Die einzelnen Fabriken streben durch vielfache Kombinationen der verschiedenen Vorrichtungen an, eine bessere Leistung in dieser Hinsicht zu erzielen. Für die Nachprüfung der Maschinenleistungen geben die „VDI-Kältemaschinen-Regeln“ (Ausgabe 1940) und die einschlägige maschinenbautechnische Literatur nähere Auskunft.

Wir nennen einige Kältemaschinenfabriken [8–14] für Ammoniakmaschinen: Maschinenfabrik von Linde, Wiesbaden — Maschinenbauanstalt Humboldt, Kalk bei Köln — Wegelin & Hübner, Halle — Freundlich, Düsseldorf — Eulenberg und Menting u. a.; ferner die Skoda-Werke in der Tschechoslowakei.

Kohlensäuremaschinen stellen her: L. A. Riedinger (Windhausen'sche Maschine) C. G. Haubold jun., Chemnitz — Escher & Wyss, Zürich, sowie die bereits für Ammoniakmaschinen erwähnten Maschinenfabriken von Linde und Wegelin & Hübner.

c) Erhöhter Kältebedarf bei salzhaltigem Grundwasser [4, 5]

Der Wassergehalt der Untergrundschichten beeinflusst die Leistung der Anlage nicht nur auf Grund seines prozentualen Verhältnisses zur Gewichtseinheit des festen Gesteins, sondern auch mit Bezug auf seine Beschaffenheit als süßes oder salzhaltiges Grundwasser. Die mit dem gewöhnlichen Gefrierverfahren zu erzielenden Tieftemperaturen in der Kühllauge von -20 bis -25°C sind nicht in der Lage, salzhaltiges Wasser zu gefrieren. Dazu wird eine Lauge gebraucht, die nach dem „Tiefkälteverfahren“ (Bild 17) unter -35°C abgekühlt wird *).

Bei der Durchführung des Tiefkälteverfahrens ist zu beachten, daß der Abstand der Gefrierbohrlöcher voneinander geringer als beim gewöhnlichen Gefrierverfahren zu wählen ist. Die Abweichungen der Bohrlöcher aus der Senkrechten sind sorgfältiger zu vermeiden. Die Bohrarbeiten erfordern daher mehr Überwachung und Zeit. Die Gebhardt & König — Deutsche Schachtbau A. G. erzielte bei dem einfachen Gefrierverfahren 2000—3000 Bohrmeter je Monat und Schacht, während die Leistung bei 11 Tiefkälteschächten im Mittel etwa 1000 m betrug.

Man soll den Schacht nicht in unmittelbarer Nähe einer Vorbohrung abteufen; denn wenn die Abdichtung dieses Loches nicht völlig gelungen ist, besteht die Gefahr, daß das Wasser oder die Sole aus höher gelegenen Schichten durch das Bohrloch aus Spalten und Klüften in den Schacht gelangt. Bei Anwendung des Tiefkälteverfahrens können einige der zur Aufnahme der Gefrierrohre gestoßenen Bohrlöcher gleichzeitig zur Untersuchung des Gebirges dienen, indem man sie als „Kernbohrungen“ sowohl durch das kernfähige Deckgebirge als auch durch das Salzlager niederbringt. In der Regel genügt es, 2 bis 4 einander gegenüberliegende, später für das Gefrierverfahren verwendbare Bohrlöcher bis zu einer Teufe von nicht mehr als 10 bis höchstens 20 m über die voraussichtliche Gefrierteufe hinaus im Salz niederzubringen, die im unteren Teil, soweit sie nicht ganz mit Gefrierrohren besetzt werden, sehr sorgfältig abzudichten sind.

Zur Beurteilung der geologischen Verhältnisse müssen die Gutachten eines Geologen und eines bergmännischen Sachverständigen mit großen Erfahrungen auf diesem Sondergebiete eingeholt werden.

Der Tiefkältetechniker unterscheidet unter den Salzlösungen in Gebirgsschichten: Ur-lauge (die aus der Zeit der Gebirgsbildung stammt und die in gewöhnlichen Tiefen selten anzutreffen ist), Preßlauge (die in geschlossenen Hohlräumen unter Druck steht und die sehr gefährlich werden kann, wenn sie nicht im voraus bei der geologischen Untersuchung erkannt wurde), vom Salzkopf herrührende Lauge (die in den Spalten, Sprüngen und Rissen eines Salzlagers aufzufinden ist und in dem Frostbereich einer Tiefkälte-

*) Das Verhalten des Salzwassers beim Gefrieren im geschlossenen Raum ist eine eigenartige Erscheinung. Eine Salzlösung gefriert beim Abkühlen unter 0°C nicht gleichmäßig, vielmehr scheidet sich je nach dem Salzgehalt zunächst nur Eis oder Salz ab. Aus einer geringprozentigen Salzlösung beginnt bei einer bestimmten Temperatur unter 0° die Ausscheidung von Eis, wobei sich der Salzgehalt in der verbleibenden Lösung erhöht; das hat ein weiteres Sinken des Gefrierpunktes zur Folge. Es scheidet sich nun so lange Eis aus, bis die Temperatur von $-21,2^{\circ}$ und ein Salzgehalt von 22,4% erreicht ist. Eine solche Lösung ändert bei weiterer Abkühlung ihre Zusammensetzung nicht mehr, sondern erstarrt unter Zerfall in Eis und Salz zu einem Gemisch dieser beiden Bestandteile. Umgekehrt fällt aus einer hochprozentigen Lösung über 22,4% Salz beim Abkühlen zunächst nur Salz aus, bis bei $-21,2^{\circ}$ ebenfalls der „kryo-hydratische Punkt“ erreicht ist. Zum Beispiel beginnt die Ausscheidung von Eis in einer 5%igen Kochsalzlösung bei -3°C , und eine 22,4%ige Lösung kühlt sich bis $-21,2^{\circ}$ ohne Ausscheidung von Salz oder Eis ab. Eine 25%ige Lösung fängt dagegen bei $-12,2^{\circ}\text{C}$ an, Salz auszuscheiden. Hieraus ist die Schlußfolgerung zu ziehen, daß reine Steinsalzlösungen, um völlig zu gefrieren, auf eine Temperatur von $-21,2^{\circ}\text{C}$ abgekühlt werden müssen. Die im Gebirge vorhandenen Salzlösungen bestehen aber in der Regel nicht aus reinen Chlornatriumlösungen, sondern besitzen infolge Beimengungen anderer Salze einen noch tieferen Gefrierpunkt. Man muß deshalb zum restlosen Ausfrieren der vorkommenden Solen mit Temperaturen von mindestens -26 bis -27°C rechnen und zur sicheren Erzielung dieser Temperaturgrade im Gebirge die Kühllauge unter -35°C abkühlen [5].

anlage vollständig auffriert) und Lauge aus den Randschichten (die durch bei der geologischen Aufpressung des Salzhorstes entstandene Spalten und Verwerfungen jüngerer Randschichten mit durchsickerndem Wasser in das Salzlager gelangt). Einen sicheren Abschluß der Schachtauskleidung im Salzlager kann man nur dann erwarten, wenn das Salzlager frei von Rissen, Spalten und Klüften ist, so daß Zuflüsse von ungesättigter oder gesättigter Sole nicht zu befürchten sind. Vorherige genaue Aufschlüsse durch Bohrungen sind daher für die Wahl des Schachtausatzpunktes und des Abteufverfahrens besonders wichtig.

d) Vergleiche zwischen Ammoniak- und Kohlensäureanlage [4, 5, 7, 8, 9, 55]

Wie bekannt, geht die maschinelle Einrichtung zur Kälteerzeugung von dem Wärmeentzug aus, der bei Entspannung verdichteter und nachträglich abgekühlter Gase entsteht. Kälte Träger und Kälte erzeugendes Gas bewegen sich in stetig in sich geschlossenen Kreisläufen; die Leistung der Kälteerzeugung wird durch ein Ventil in der Leitung des verflüssigten Gases geregelt (Bild 17).

Als Betriebsgas für Kältemaschinen kommen praktisch nur schweflige Säure, Ammoniak und Kohlensäure in Frage. Schweflige Säure hat viele betriebstechnischen Vorteile, kann aber nur kleine Kältetemperaturen entwickeln, so daß bei Gefriergründungen nur Ammoniak- und Kohlensäuremaschinen in Betracht kommen. Die wichtigsten Eigenschaften des Ammoniaks und der Kohlensäure hinsichtlich ihrer Verwendung für die Kälteerzeugung ergeben sich aus folgender Zusammenstellung.

Zusammenstellung VII [5]

Kälteerzeugungsmittel	Kritische Temperatur	Verflüssigung erfolgt bei	Siedepunkt
Ammoniak NH_3	131° C	+ 15° C und 7,1 at + 20° C und 8,4 at + 25° C und 9,8 at	—34° C bei 1 at —23° C bei 1,5 at —18° C bei 2 at
Kohlensäure CO_2	31° C	+ 15° C und 52,2 at + 20° C und 58,8 at + 25° C und 66 at	—49° C bei 7 at —45° C bei 8 at —42° C bei 9 at

In Bild 30a ist eine Ammoniak-Kälteerzeugungsanlage zur Herstellung eines Gefrierschachtes in allgemeiner Anordnung dargestellt.

Da Ammoniak sich bei geringeren Drücken verflüssigen läßt, genügen bei normalen Temperaturen des Kühlwassers Kompressordrucke von etwa 9 bis 11 atü. Die Temperatur, die man bei den gewöhnlichen Betriebsverhältnissen ohne Schwierigkeit der Kälteflüssigkeit mitteilen kann, ist immer etwas niedriger als die Temperatur im Verdampfer. Sie beträgt bei einstufiger Verdichtung etwa —29° C. Wird die Ammoniak-Gefrieranlage dagegen mit zwei- oder dreistufigen Kompressoren ausgebaut, so können Laugentemperaturen unter —40° C erreicht werden. Bei Verwendung der Kohlensäure sind die entsprechenden Werte des Kompressordruckes bei einstufiger Verdichtung der Kohlensäure im allgemeinen 60 bis 80 atü und der Laugentemperatur —30° bis —35° C. Die tiefsten erreichbaren Laugentemperaturen mit Kohlensäure liegen bei mehrfacher Kühlung zwischen —50 und —55° C. Bei Kohlensäureanlagen werden dementsprechend außerordentlich starkwandige Kompressoren und Rohrleitungen benötigt. Sie haben den weiteren Nachteil, daß Gasverluste wegen der Geruchlosigkeit des Gases längere Zeit unbemerkt bleiben. Wegen der erheblich niedrigeren kritischen Temperatur der Kohlensäure (31°), oberhalb deren eine Verflüssigung nicht mehr möglich ist, muß für viel und genügend kaltes Kühlwasser Sorge getragen werden. Auch müssen selbst Spuren von Wasser im Kreislauf der Kohlensäuremaschinen vermieden werden, da sonst das Regelventil einfriert.

Ammoniak hat den Vorzug, daß Undichtigkeiten der Maschine und der Leitung infolge des geringeren Drucks weniger leicht auftreten und durch den stechenden Geruch sofort

bemerkt werden. Die Anwesenheit von Wasser ist belanglos. Außerdem ist die spezifische Kälteleistung (kcal/PSH) bei Ammoniak selbst bei einstufiger Verdichtung günstiger als bei Kohlensäure mit zweistufiger Verdichtung. Daraus ergeben sich bei Ammoniak ein Gewinn an Antriebsleistung, ein kleinerer Motor und ein kleinerer Netzan-schlußwert. Dementsprechend sind die Anlagekosten niedriger. Andererseits ist Ammoniak etwas teurer als Kohlensäure; auch verunreinigt es sich leichter als Kohlensäure durch das Schmieröl des Kompressors, so daß die zusätzlich vorzunehmende Ölabscheidung größere Sorgfalt verlangt.

Im allgemeinen zieht man Ammoniak der Kohlensäure vor, wenn die Kälteflüssigkeit nicht tiefer als auf -20° abgekühlt werden soll. Gilt es dagegen mit tieferen Temperaturen der Kälteflüssigkeit zu arbeiten, so benutzt man heute noch Kohlensäure. Neuere Anlagen, die mit mehrstufiger Verdichtung (Preßpumpen bzw. Kompressoren) arbeiten, gestatten aber auch mit Ammoniak tiefe Temperaturen bis unter -40° zu erreichen, so daß bei Neuanschaffungen von Gefrieranlagen Ammoniakanlagen heute vorgezogen werden.

Beschaffenheit und Menge des vorhandenen Kühlwassers haben auf die Auswahl der Art und Betriebsweise der Kühlanlage einen großen Einfluß. Ist wenig Wasser oder solches von hoher Temperatur vorhanden, so müssen Kohlensäuremaschinen im allgemeinen ausscheiden, wenn nicht das Tiefkälteverfahren notwendig erscheint. Der Wirkungsgrad der Kohlensäuremaschinen geht angesichts der geringen Verdampfungswärme der Kohlensäure bei warmem Kühlwasser so herunter, daß man sehr große Anlagen wählen müßte, um die erforderliche Kältemenge aufzubringen. Ammoniakmaschinen sind dann geeigneter. Bei fast neunmal so großer Verdampfungswärme des Ammoniaks spielt der Verlust an innerer Energie bei Vernichtung der Flüssigkeitswärme nicht dieselbe Rolle wie bei Kohlensäure, wenn natürlich auch hier der Kraftbedarf entsprechend steigt.

Bei dem Tiefkälteverfahren, bei dem durch Kohlensäure tiefe Temperaturen bis -50° C erreicht werden, wird die Kohlensäure nicht nur durch das zur Verfügung stehende Kühlwasser von etwa 10 bis 12° C gekühlt, bevor sie in den Verdampfer eintritt, sondern sie wird in einem besonderen Kühlrohrsystem, das von einem Teil der Kühllauge umflossen wird, auf etwa -10° C unterkühlt, so daß sie beim Verdampfen, mangels innerer Verdampfungswärme im Refrigerator, der Kühlsole noch mehr als sonst Wärme entzieht. Mit Tiefkältemaschinen (Bauart Wegelin & Hübner AG., Halle) ist es gelungen, die Tieftemperatur der Kältelauge bei Gefriergründungen auf etwa -45° C zu halten.

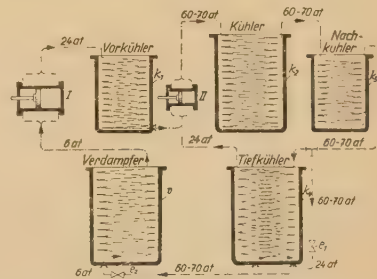


Bild 17. Das Tiefkälteverfahren nach Joosten [5]

Das Bild 17 veranschaulicht das Tiefkälteverfahren. Hier ist I der erste Kompressor, der mit 6 at angesaugte Kohlensäure auf 24 at preßt. Die Kohlensäure wird zunächst in dem Vorkühler k_1 mit Wasser gekühlt, um sodann in dem Hochdruckkompressor II auf 60 bis 70 at gepreßt zu werden. Sie durchstreicht dann den Kühler k_2 und den Nachkühler k_3 , um schließlich verflüssigt in den Tiefkühler k_4 zu gelangen. Vorher zweigt man einen Teil der Flüssigkeit ab, der dem Expansionsventil e_1 zufließt. Durch die in einigen Rohrschlangen verdampfende Kohlensäure wird eine wirksame Tiefkühlung der durch die übrigen Rohrschlangen fließenden flüssigen Kohlensäure bis auf etwa -6° erreicht. Mit dieser Temperatur gelangt die flüssige Kohlensäure zum Expansionsventil e_2 und sodann zum Verdampfer v , in dem ihre Verdampfungswärme zur Abkühlung der Gefrierlauge nutzbar gemacht wird. Auf diese Weise läßt sich die Laugetemperatur auf -50° C bringen.

Die theoretische Leistung des Kompressors einer Kühlanlage ergibt sich aus dem Produkt Hubvolumen in $\text{m}^3/\text{min} \times \text{Kälteleistung je kg} \times \text{spezifisches Gewicht des betreffenden Kalt dampfes (Ammoniak oder Kohlensäure)}$. Die Kälteanlage ist je nach der zu erzielenden Verdampfungstemperatur ein- oder mehrstufig. Auch hier wird zur Schonung der Zylinder und Kolben des Kompressors eine Wasserkühlung angewendet. Die Gren-

zen der Druckleistung der Kompressoren bei Ammoniak- und Kohlensäuremaschinen sind bereits erwähnt. Abb. 18a zeigt eine Ammoniakverbundpreßpumpe der Gesellschaft für Lindes Eismaschinen A.-G., Wiesbaden. Das vorgekühlte Gas wird durch diese in den Verflüssiger gedrückt, den es zur Erzielung großer Abkühlungsflächen in zahlreichen Rohrwindungen durchfließt. Entweder wird das Rohrsystem in einen Behälter eingetaucht (Tauchkondensator), den das Kühlwasser von oben nach unten durchläuft, oder

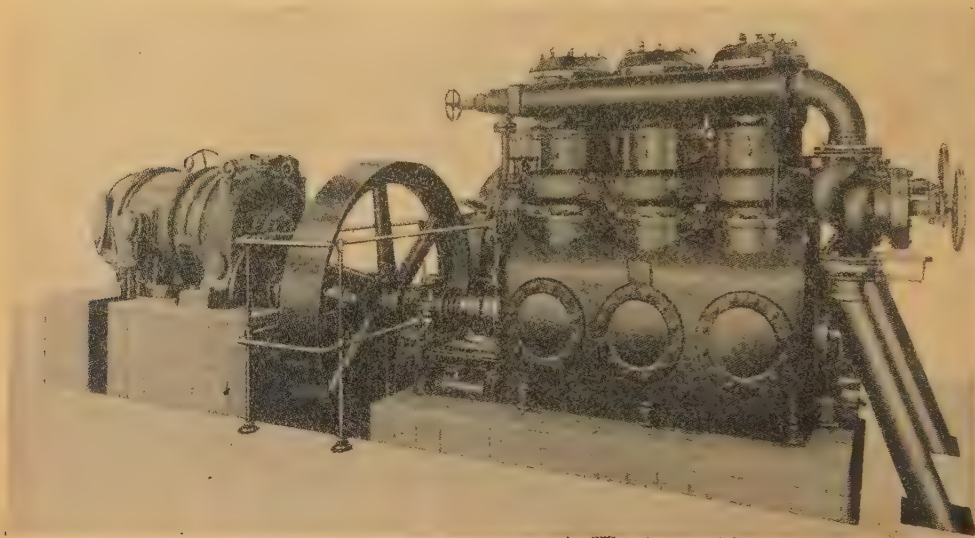


Bild 18a. Stehender Ammoniak-Verdichter, 3-Zylinder-Gleichstromtype 3 SE 300 A für 7000 000 kcal/h. (Linde's Eismaschinen A.-G.)

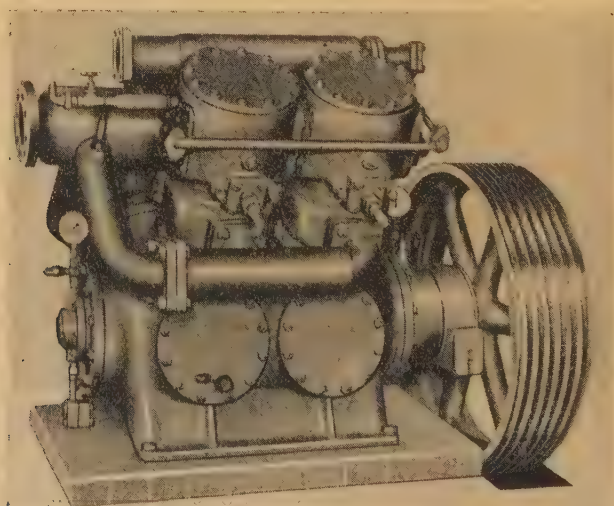


Bild 18b. Stehender Ammoniakgleichstromverdichter mit Leistungsregelung und Wasserkühlung, ein- und zweistufig verwendbar Bauart A 4 K Normalleistung 500000 kcal/h (Linde's Eismaschinen A.-G.).

es wird vom Kühlwasser berieselt (Berieselungskondensator*). Sehr wirksam ist auch die Bauweise, bei der die Gasverflüssigungsrohre konzentrisch von den Kühlwasserrohren

*) Vgl. S. 53 Bild 5a₁ und 5a₂.

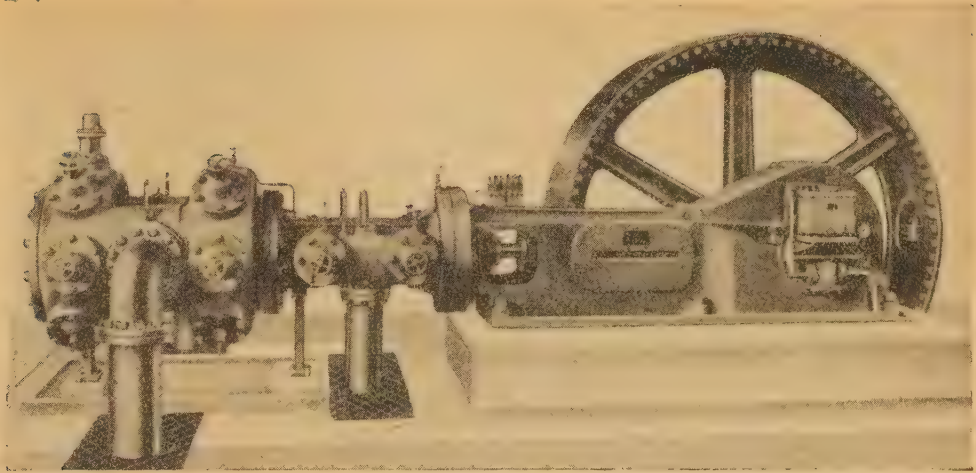


Bild 18c. Liegender Wechselstromverdichter Bauart Q für beliebig große Leistungen, zweistufig. Er läßt sich allen Bedingungen des ein- und zweistufigen Betriebes leicht anpassen. Die wesentlichen Teile der Maschine sind in Handhöhe erreichbar. (Linde's Eismaschinen A.-G.)

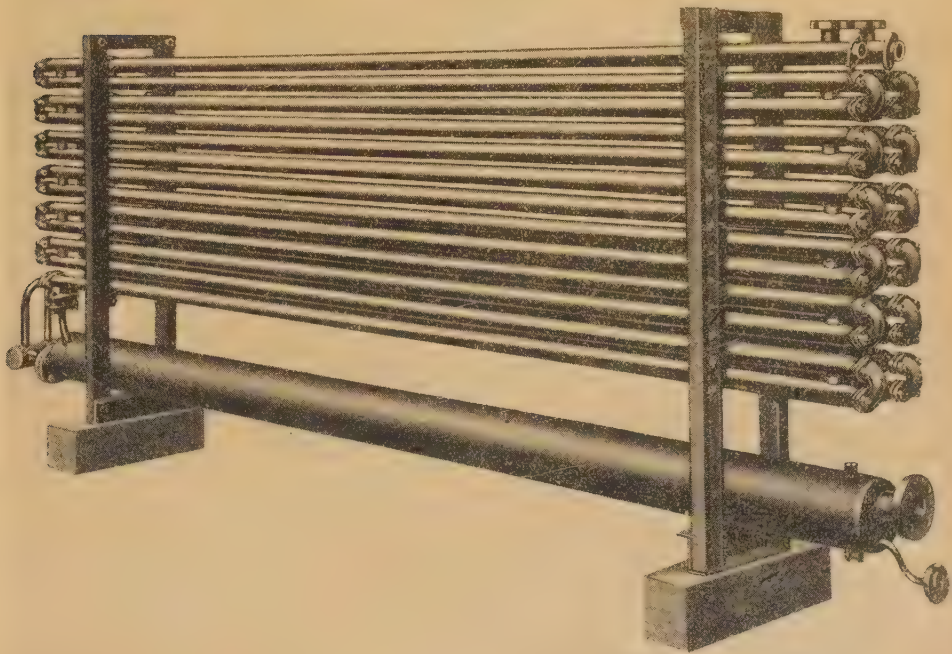
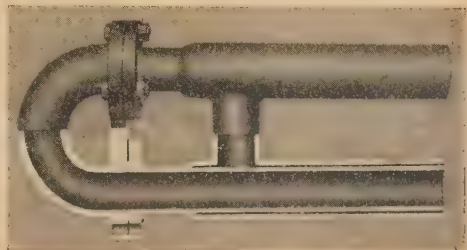


Bild 19a. Doppelrohrverflüssiger für 60000 kcal/h. (Linde's Eismaschinen A.-G.)

Die gute Ausnutzung des im Gegenstrom zum Kältemittel geführten Kühlwassers haben den Doppelrohrverflüssigern eine große Verbeitung gesichert, so daß sie die Tauchverflüssiger mehr und mehr verdrängt haben.

Ansicht und Schnitt am Umkehrende eines Doppelrohrverflüssigers (Gasverflüssigungsrohr mit konzentrisch umgebendem Kühlwasserrohr). [55]



umgeben sind. In Bild 19a wird ein derartiger Doppelrohrverflüssiger gezeigt, verflüssigtes Gas und Kühlwasser bewegen sich im Gegenstrom. In Bild 18b und 18c sowie in Bild 19b, 5a₁ und 5a₂ sind verschiedene Arten von Kompressoren bzw. Kondensatoren der Lindes Eismaschinen A.-G. abgebildet und in den Bildunterschriften kurz erläutert.

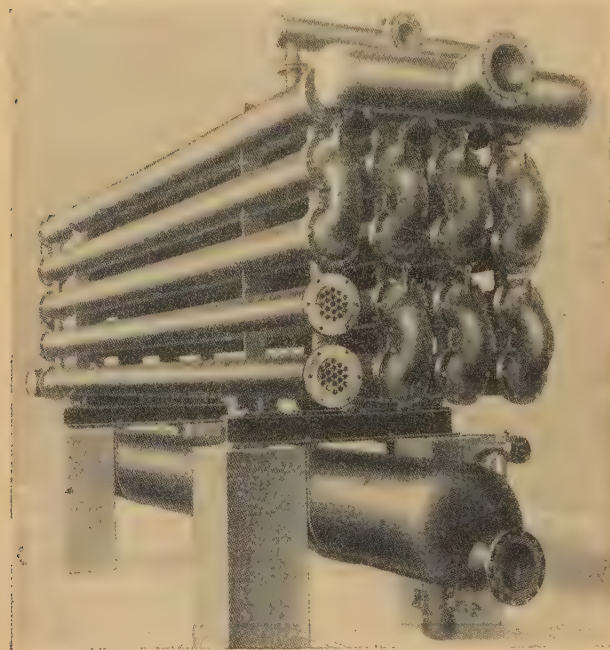


Bild 19b. Bündelrohrverflüssiger für 500 000 kcal/h (Linde's Eismaschinen A.-G.). Verwendung dieser Bauart bei guter Beschaffenheit und ausreichender Menge von Kühlwasser. Das Kältemittel tritt von oben in die Mantelrohre ein, die Kühlrohre enthalten. Durch diese wird das Kühlwasser von unten her zum Kältemittel geführt. Die Mantelrohre sind zu Systemen zusammengefaßt, während die wasserführenden Innenrohre durch leicht abnehmbare Krümmer verbunden sind. Um die Wärmeaustauschflächen von Flüssigkeitssammlungen frei zu halten, befindet sich unter dem Verflüssiger eine Sammelflasche.

Refrigerator wieder zugeführt. Die Geschwindigkeit in den Gefrierrohren beträgt 3 bis 5 cm/s, dagegen im Fallrohr 50 bis 70 cm/s. Selbstverständlich dürfen nur Gefrier- und Fallrohre in bester Qualität, die entsprechend geprüft werden müssen, eingebaut werden. Die rücklaufende Lauge passiert im Laugensammelgefäß ein Sieb und wird hier von etwaigen Verunreinigungen durch Korrosion der Rohre befreit.

Außer den Hauptbestandteilen einer Kälteerzeugungsanlage sind noch erforderlich: Druckmesser für das gepreßte und entspannte Gas, Vorrichtungen, um eingedrungene Fremdkörper wie Öl, Luft usw. aus dem Gas abzuscheiden, Absperrventile, Kälteferneßanlage u. ä.

Als Antrieb der Preßpumpe mit stehenden oder liegenden Zylindern kommt durchweg der Elektromotor, gelegentlich auch der Dieselmotor mit Riemenübertragung in Frage (vgl. Bild 30b). Die Leistungen der Motoren liegen bei Gefriergründungen zwischen ein- und mehreren hundert PS (es entspricht durchschnittlich 1 kWh = 860 kcal). Trotz solcher großen Leistungen dauert es, wie bereits dargelegt wurde, einige Monate, bis tiefe Baugrubenschächte durch vereiste Erdschichten vom Wasserandrang abgesperrt sind.

e) Baufortschritt und Leistung der Maschinen beim Abteufen von Gefrierschächten [2, 3, 4, 5, 32, 33, 19, 20]

Die meisten Erfahrungen im Abteufen nach dem Gefrierverfahren stammen aus dem Bergbau; die dort erzielten Leistungen sind auch bei Anwendung des Gefrierverfahrens im Tiefbau richtunggebend, wo die Anwendungen seltener und dementsprechend die Erfahrungen spärlicher sind. Ergänzend und zum Vergleich mit den später zu besprechen-

Der Verdampfer besteht aus einem Behälter mit ähnlichem Rohrsystem von großer Oberfläche, das die zu kühlende Sole umspült (Bild 20a und 5b; vgl. auch Bild 20b). Wichtiger Maschinenzubehör sind auch die Pumpen, die das Kühlwasser für den Verdichter beschaffen und die Kühlsole in dem ausgedehnten Leitungssystem des Verdampfers und der Gefrieranlage zu halten haben (vgl. Bild 4). In einem 100-m-Schacht kann man mit einer Kühllaugepumpe von 2,5 bis 3 at Saugdruck auskommen; wegen der großen Reibungsverluste der Kühllauge in den Fall- und Gefrierrohren steigt der erforderliche Saugdruck bei 300 m Teufe auf 5 at, bei 500 m Teufe auf 5 bis 13 at. Um Verunreinigungen der Lauge durch Platzen der Steigrohre feststellen zu können, wird diese im Rücklauf aus dem Steigrohr in ein Geflut zum Ausfließen gebracht und erst von dort aus dem

den Leistungen der Gefrieranlage bei der Gründung der Schächte des Antwerpener Tunnels und der Schwimmerschächte des Schiffshebewerks Rothensee bringen wir auch Zahlen über die im deutschen Bergbau bekanntgewordenen Leistungen. Die Schachttiefen im Bergbau sind erheblich größer als im Tiefbau, dagegen sind die Querschnittsabmessungen (Schächte von 6 bis 7 m $\varnothing$ im Bergbau) im Tiefbau bedeutend größer. Zur Veranschlagung der Leistungen, die nach dem Gefrierverfahren erzielt werden, ist es zweckmäßig, diese in drei verschiedene Zeitabschnitte zu unterteilen: a) Herstellung und Ausrüstung der Bohrlöcher; b) Gefrieren bis zum Beginn des Abteufens und schließlich c) Abteufen und Ausbau.

Wenn das Abteufen beschleunigt werden soll, ist es üblich, für die Herstellung der Bohrlöcher (a) drei Bohrvorrichtungen gleichzeitig in Betrieb zu nehmen. Normalerweise kann man annehmen, daß bei Tiefen von etwa 150 m jede Bohrvorrichtung durchschnittlich täglich 20 bis 25 m Bohrloch leistet, so daß für 5000 m Bohrloch, die ein Schacht mit 6 m lichtigem Durchmesser bei 150 m Teufe etwa nötig hat, bei Benutzung nur einer Bohrvorrichtung etwa 200 bis 250 oder bei 3 Bohrvorrichtungen etwa 75 Arbeitstage erforderlich werden. Da noch die Zeit für das Besetzen der Löcher mit den Gefrierrohren, das Ziehen der Futterrohre, das Einlassen der Fallrohre und die Herstellung der Verbindungen mit dem Sammel- und dem Verteilungsring hinzuzurechnen ist, würden insgesamt für den ersten Abschnitt (a) der Arbeiten bei einem Schacht von 150 m Teufe 4 bis 5 Monate benötigt werden.

Bei einer Schachttiefe von 300 m verläuft das eigentliche Bohren verhältnismäßig schneller, weil weniger Pausen eintreten. Man hat bei neueren Schachtabteufen sogar Tagesdurchschnitte von 40 bis 60 m für jede Bohrvorrichtung erreicht. Da aber für tiefe Schächte der Gefrierrohrkreis größer wird und wegen der möglichen seitlichen Abweichung von Bohrlöchern erhöhte Sorgfalt nötig ist, wird man die Zeit für die Herstellung und Ausrüstung der Bohrlöcher immerhin auf 7 bis 8 Monate anrechnen müssen. In weichem Gebirge wird man noch etwas darunter bleiben; in hartem oder sonst ungünstigem Gebirge und bei Anwendung des Tiefkälteverfahrens wird man bestimmt höher kommen. In jedem Falle gilt der Grundsatz, daß es weniger auf schnelles als auf sorgfältiges, genau lotrechtes Bohren ankommt.

Die Zeit des Gefrierens bis zum Beginn der Abteufarbeiten (b) hängt im wesentlichen von der Frostwandstärke ab und wurde bereits im Abschnitt II besprochen (vgl. Bild 9, 10 und 16). Die Abteufleistungen im Frostzylinder (c) sind in neuerer Zeit sehr gestiegen. Im besonderen liegt das daran, daß man allmählich zu immer umfangreicherer Verwendung der Sprengarbeit übergegangen ist. Bei einem Schachtdurchmesser von 6 bis 7 m wer-

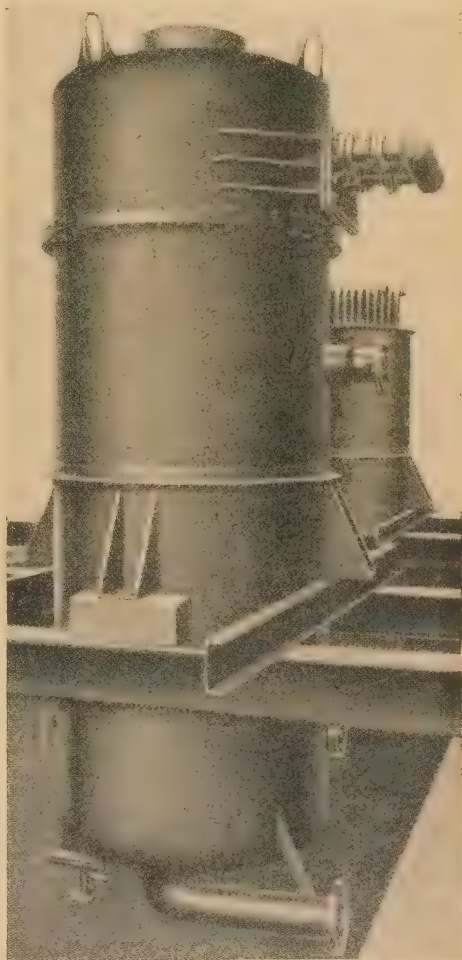


Bild 20a. Geschlossener Sohle-kühler für 180 000 kcal/h (Linde's Eismaschinen A.-G.). Die zweckmäßige Bauart des Steilrohrverdampfers (vgl. Bild 5b) sichert ihm eine Anpassungsfähigkeit zur Kühlung von waagrecht oder senkrecht geführte Flüssigkeiten in offenen oder geschlossenen unter Druck stehenden Gefäßen.

den für die ersten 150 m Tiefe 5 bis 6 Monate gebraucht und für Schächte mit 300 m Tiefe 9 bis 10 Monate benötigt. Auch Spitzenleistungen von 175 m in 5½ Monaten sind bekanntgeworden. Errechnet auf den Kubikmeter, entspricht die Abteufleistung 50 bis 60 m³ pro Tag; mit dieser Leistung kann auch im Tiefbau gerechnet werden. Für alle

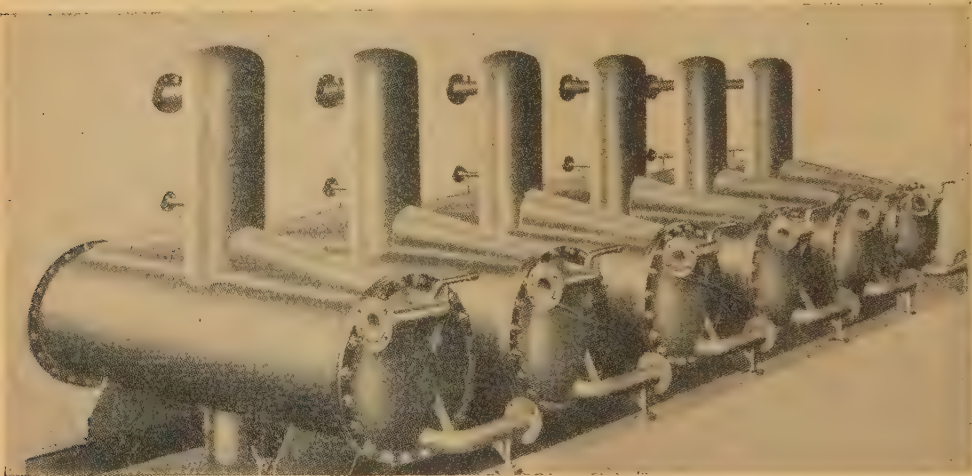


Bild 20b. Röhrenkesselverdampfer (Solekühler) mit eingebautem Flüssigkeitsabscheider für beliebige Leistungen (Linde's Eismaschinen A.-G.). Sämtliche Innenrohre des Verdampfers werden in einem liegendem Kessel zusammengefaßt. Durch Abschrauben eines Seitendeckels werden sämtliche Rohre freigelegt und zugänglich gemacht.

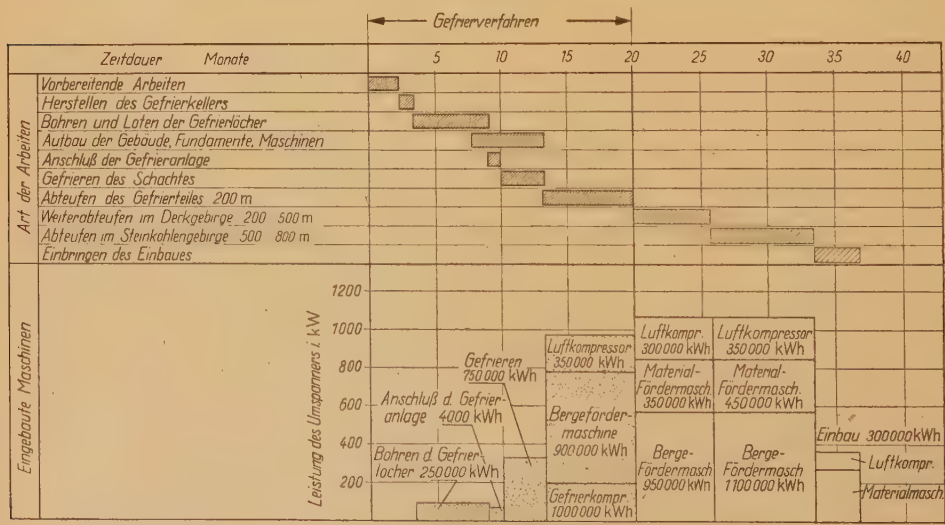


Bild 21. Zeitplan der einzelnen Arbeiten beim Abteufen eines Schachtes nach dem Gefrierverfahren [6]

Arbeiten in den Zeitabschnitten a), b) und c) kann bei Schächten bis 150 m Teufe mit einer monatlichen Durchschnittsleistung von 13 bis 15 m Abteufung gerechnet werden. In Bild 21 ist ein Zeitprogramm wiedergegeben, wo neben dem Arbeitsfortschritt auch die Leistungen der Gefrier- und Fördermaschine angeführt wurden, und zwar für einen Schacht von 6,5 m Durchmesser und 800 m Tiefe, von denen 200 m nach dem Gefrierverfahren abzuteufen waren. Die zu dem Gefrierabschnitt gehörigen Leistungen sind durch

stärkere Linienstriche hervorgehoben. Aus dem Programm ist die Reihenfolge der einzelnen Betriebsvorgänge sowie ihre Zeitdauer klar zu erkennen. Die eingebaute Leistung der Tiefbohrereinrichtungen, der Kältemaschinen, der Materialfördermaschine und der Druckluftherzeugung sowie ihr Kraftverbrauch während der verschiedenen Betriebsabschnitte sind in dieser Zusammenstellung einzeln aufgeführt.

IV. Die Arbeiten im Schutz der Frostmauer

a) Abteufverfahren [2, 4, 5, 19, 20, 16]

Bei Beginn des Abteufens braucht der Schachtkern noch nicht bis zur Mitte ausgefroren sein. Es genügt, wenn der Frostring unten dicht abgeschlossen ist oder wenn an seinem unteren Ende undurchlässige Schichten vorhanden sind. Das Abteufen wird naturgemäß

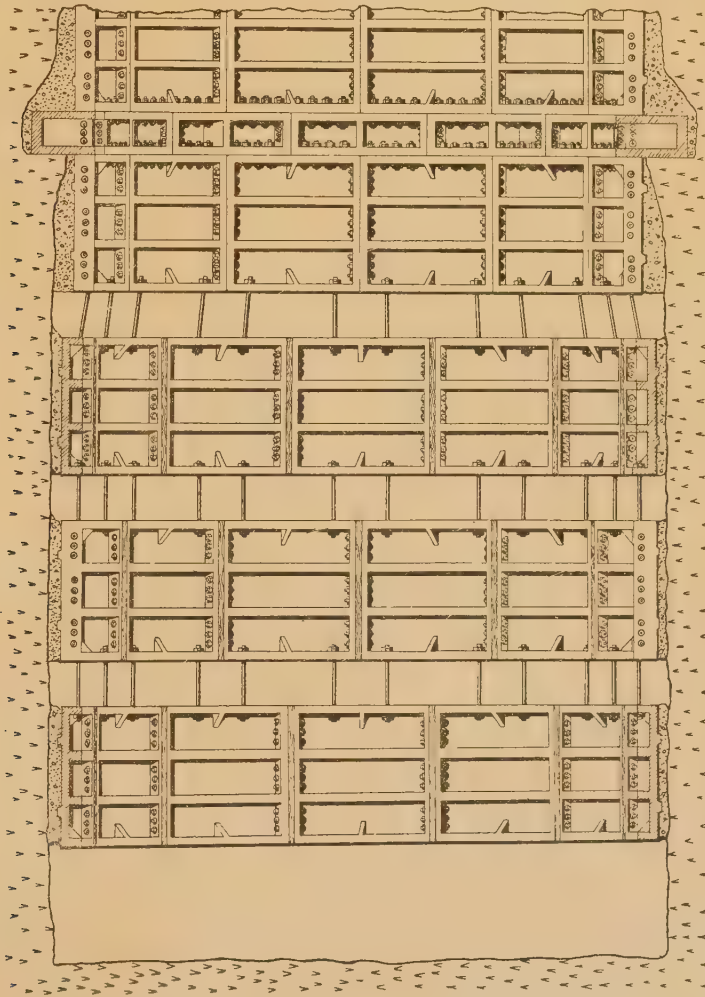


Bild 22a. Unterhängen der Tübbinge zum Schutz der Belegschaft beim Durchteufen von Tonschichten. Einbringen des Ausbaues in Sätzen von 25 bis 50 m [5]

wesentlich erleichtert und verbilligt, wenn man tunlichst lange im ungefrorenen und weichen Schacht arbeiten kann. Freies Wasser, das durch den Gefriervorgang in Fels-

küften eingeschlossen wird, kann durch den Frost unter hohen Druck kommen und Unglücksfälle verursachen. Werden derartige Wasserlinsen vermutet, so muß zum Schutz der Belegschaft im Schachttinnern vorgebohrt werden.

Solange der Schachtkern noch weich ist, wird der Aushub mit der Schaufel oder der Keilhaue vorgetrieben, während die gefrorenen Stöße fortgespitzt werden. Auch Druckluftgeräte werden zum Abbau des Gebirges verwendet. Bei Anwendung von Sprengungen ist Zeitzündung angebracht, da die Erschütterung des Gebirges bei den einzelnen Schüssen geringer ist und die Folge der einzelnen Schüsse leichter überprüft werden kann. Es empfiehlt sich, milde wirkende Sprengstoffe zu verwenden. Bewährt haben sich Ammonsalpeter-Sprengstoffe, deren Brisanz nicht allzu hoch liegt und die außerdem den Vorzug besitzen, daß sie nicht gefrieren.

Die Lufttemperatur in Gefrierschächten liegt bei dem gewöhnlichen Gefrierverfahren bei -7 bis -10°C , dagegen sinkt sie beim Tiefkälteverfahren unter -20°C , wobei ein Frostschutz für die arbeitende Belegschaft nötig wird.

In der Regel erfolgt bei Gefrierschächten das Abteufen und somit das Einbringen des Ausbaues in Absätzen von 25 m. Höhere Absätze von 50 und 75 m oder mehr sind in geringen oder mittleren Tiefen möglich, wenn die Frostwand eine ausreichende Sicherheit bietet. Angenehmer geschieht zweifellos der Aufbau von unten nach oben. Bei diesem Verfahren bleibt der Schacht bis zur endgültigen Sicherung der Schachtwände ohne jede Verkleidung, vor allem in sandigem Gebirge, wo Frostwände mit Stößen bis 100 m Höhe ohne Gefahr für die auf der Sohle beschäftigte Belegschaft freigelegt werden können.

Der gewöhnliche Ausbau mit Gußstahltübbing und Betonhinterfüllung ermöglicht es, auf die Abteufungsarbeiten den Ausbau schnell folgen zu lassen. Bei tiefen Schächten, in

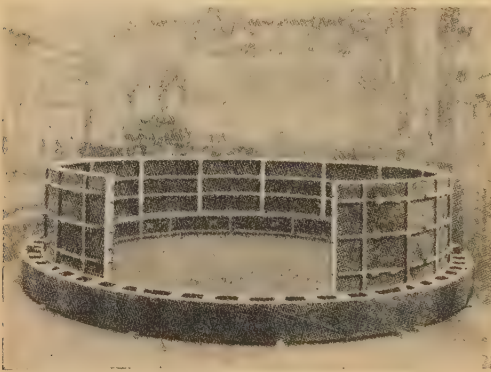


Bild 22b. Stahltübbing beim Zusammenbau eines Tübbingringes [3b]

denen die Frostmauern zu Fließerscheinungen neigen, bietet das Unterhängen der Tübbinge einen Schutz der Belegschaft gegen das Abfallen (Lösen) von Frostschalen (Bild 22a), was beim Durchteufen von Tonschichten vorkommen kann; sonst erhält der Schacht während des Abteufens einen vorläufigen, aus Stahlringen und Verzughölzern bestehenden Ausbau, der die auf der Sohle beschäftigten Arbeiter vor etwa sich lösenden und abstürzenden Schalen sichern soll.

Beim freien Aufbauen der Ringsäule (mit Tübbing oder nur mit Beton) werden je nach der Beschaffenheit des Gebirges Schachtabsnitte bis zu 50 m frei abgeteuft und die Tübbingringe (oder die Betonschalung) erst dann aufgerichtet, wobei der Beton als Stampfbeton eingebracht wird. Der Anschluß an den vorhergehenden Abschnitt erfolgt bei Tübbing durch Paßring oder durch eine horizontale Pikotagefuge, wobei der letzte Ring mit Gußbeton vergossen werden muß. Beim Abteufen werden dann die Schachtwände der Teilabschnitte wenn nötig durch vorläufigen Ausbau im Schacht geschützt.

Beim Unterhängen der Tübbinge (neuester Bauart) gibt es andererseits die Möglichkeit, den Ausbau unmittelbar dem Abteufen folgen zu lassen. Ring für Ring wird, wenn die entsprechende Ringteufe von normal 150 cm erreicht ist, untergehängt. Man kann auch durch besondere Verfahren Abstände mit 3 bis 4 Ringen wählen. Die Einbringung des Anschlußbetons geschieht dann entsprechend durch Vergießen aller 3 bis 4 Ringe. Stampfbeton und Gußbeton sind bei zweckentsprechender, durch den Versuch festzulegender Zusammensetzung einander gleichwertig.

Bei Gebirgsschichten, die durch den Frost Veränderungen erleiden oder schwer gefrierbar sind, ist die Notwendigkeit des Unterhängens selbstverständlich. Es ist aber nicht anzunehmen, daß das Unterhängen der Tübbinge im Gegensatz zum vorläufigen

Ausbau sicherer gegen Wasserdurchbrüche durch undichte Gefrierrohre sein soll als der behelfsmäßige Ausbau. Gegen Wasserdurchbrüche bieten beide Ausbauarten gleiche Sicherheit. Übrigens ist die Schachtbautechnik heute bei der technischen Überwachung des Gefrierfahrens (Loten!) so weit entwickelt, daß Störungen der erwähnten Art den Schachtbauer nicht unerwartet treffen dürfen. Das Unterhängen bietet ebenfalls bei Unterbrechung der Kältezufuhr keine Vorteile. Dieser Auffassung ist entgegenzustellen, daß erst abgeteuft wird, wenn die Frostmauer geschlossen ist und eine ausreichende Stärke erreicht hat. Der Ausbau der Bergbauschächte in Abschnitten von 50 m Höhe verlangt einen Zeitaufwand von gewöhnlich 8 Tagen. Und in diesen 8 Tagen kann eine Frostwand nicht plötzlich auftauen, da sie 4 bis 6 Monate Herstellungszeit in Anspruch genommen hat. Der Auftauvorgang ist ein Fließen von Wärme, der genau wie der Gefrierprozeß Zeit in Anspruch nimmt.

Das Unterhängen ist nur unter den besprochenen bestimmten geologischen Umständen bedingt, in allen anderen Fällen steht dem abschnittweisen Ausbau der Schachtverkleidung nichts im Wege. Bei Ausführungen im Bauwesen mit seinen beschränkten Teufen von selten über 50 m kann also auf das Unterhängen ganz verzichtet werden, zumal noch der hier nach Lamé zu berechnende Frostmauerring eine erhöhte Sicherheit gegen Fließerscheinungen bietet.

b) Die Auskleidung von Gefrierschächten im Bergbau [16, 21, 22, 23, 24, 34]

b₁. Vor- und Nachteile der verschiedenen Ausbauarten.

Zum Ausbau von Schächten im Bergbau wird der Verbundbau der Tübbinge mit Betonhinterfüllung bevorzugt, jedoch werden auch zur Auskleidung von Schächten Stampfbeton, Stahlbeton, Betonformsteine und vielfach Klinkermauerwerk verwendet. Die Stärke der Tübbinge und der Betonhinterfüllung wird entsprechend der Tiefe und dem Durchmesser des Schachtes festgelegt; für Beton sind 150 bis 200 kg/cm², für Klinkermauerwerk 100 kg/cm² als Druckbelastung im Schachtbau zulässig.

Es besteht im Kreise der Bergingenieure eine ziemliche Abneigung gegen Verwendung von Beton und Stahlbeton ohne Tübbing; sie beruht auf der Erkenntnis, daß Beton und Stahlbeton nur schwer wasserdicht herzustellen und außerdem besonders empfindlich gegen aggressives Wasser sind. Dazu kommt die Schwierigkeit, die sich bei etwa notwendig werdenden Reparaturarbeiten bei dieser Bauart ergibt. Von den verschiedenen Ausbauarten sind deshalb das Klinkermauerwerk und der Verbundbau von Tübbingen mit Hinterfüllung aus Beton bei der Auskleidung von tiefen Schächten bevorzugt worden.

Der Widerstand des Tübbinggußeisens gegen Korrosion gegenüber der Stahlbewehrung im Stahlbetonbau wird auf die Eisensilikathaut zurückgeführt, die sich auf der äußeren Fläche des Gußeisens mit dem Sand der Gußform bildet. Der Angriff auf Beton kann nur auf die Dauer wirken, wenn es sich um fließendes Grundwasser handelt; das in dem Beton vorhandene Kalkhydrat geht hierbei in Verbindung mit der Luft in Carbonat über, was zu einer Schädigung des fertigen Betons führt. Kalkarme Zemente sind für den Schachtbeton vorzuziehen, so daß bei aggressivem Wasser Eisenportland- und Hochofenzement mehr als Portlandzement für den Schachtausbau geeignet sind.

b₂. Das Anbetonieren an die Frostwand [35, 36, 37, 38, 39, 60].

Für die Festigkeit des erhärtenden Betons sind nicht nur Wasserzementfaktor, Korngrößenverhältnis und Beschaffenheit der Zuschläge sowie die Stampfarbeit maßgebend, sondern auch die Temperatur der frischen Betonmischung während der Abbindezeit. Die Entwicklung der Abbindewärme bei Versuchen mit Betonmischungen unter Verwendung von verschiedenen Zementen zeigt das explosionsartige Freiwerden der Abbindewärme bei Beton mit Tonerdezement; derartige Probekörper entwickelten in Kieselgurisolierung innerhalb von 10 Stunden eine Temperatur von 45° C, die in 40 Stunden auf 32° herunter sank. Eisenportland- und Portlandzement verhalten sich etwas ruhiger. Der Hochofenzement gibt seine Abbindewärme nicht so rasch ab und hält sie für längere Zeit; er ist also für den Ausbau von Gefrierschächten am geeignetsten. Die anderen Normzemente können jedoch je nach den vorkommenden Ausbauverhältnissen ebenfalls in Gefrierschächten Verwendung finden.

Früher glaubte man, daß in Gefrierschächte eingebrachter frischer Beton in der Nähe der Frostwand überhaupt nicht erhärtet und daß dort eine sogenannte verlorene Schicht von Beton entsteht, die gar nicht oder minderwertig erhärtet. Bei einer Nachprüfung durch Versuche mit in einem großen Eisschrank abgekühltem Beton, der unter verschiedenen Temperaturen gegen eine Eiswand anbetoniert wurde, zeigte es sich, daß es nicht einmal wünschenswert ist, Zemente zu verwenden, die im allgemeinen größere Wärmemengen abgeben (Tonerde-Zement!), wenn sie erstarren. Ein Frischbeton, der mit einer Temperatur von 16°C in den Eisschrank eingebracht wurde, kühlte sich erst nach Verlauf von 3 Tagen auf 0°C ab, während gleichzeitig die Temperatur in der angrenzenden Frostwandfläche von -10°C auf -2° stieg. Der Beton hatte also genügend Zeit, zu erhärten, ehe der Frost ihn traf. Bei Beobachtungen von Fernthermometern, die in einem mit Beton ausgebauten Schacht in dem Betonmantel und in der Frostwand (in verschiedenen Tiefen von 1 bis 100 m) angebracht wurden, hat es sich erwiesen, daß tatsächlich 21 Tage vergangen sind, ehe der frische Beton gefror (0°C), während der an den Beton anschließende Schwimmsand bis auf $+8^{\circ}\text{C}$ erwärmt und dann allmählich wieder abgekühlt wurde. Bemerkenswert ist, daß im Schacht während des Betonierens die Temperatur von -1° nach 10 Tagen auf $+16^{\circ}$ stieg und erst nach Betonierungsschluß wieder auf 0° absank. Die erste Reifbildung an den Tübbingen trat erst 18 Tage nach Beendigung des Betonierens wieder ein. $2\frac{1}{2}$ Monate nach Beginn des Betonierens wurde die Gefrieranlage stillgesetzt.

In der Praxis hat es sich als zweckmäßig erwiesen, dem Beton im Gefrierschacht Chlorkalziumlauge zuzusetzen*). Hierdurch erhält der Beton hauptsächlich folgende Eigenschaften:

- a) Der Gefrierpunkt des Wassers wird herabgesetzt, jedoch nicht wesentlich, da die beigegebenen Laugemengen nur etwa 2 bis 6% des Zementgewichts betragen dürfen. Da jede Zementart ein anderes Verhalten zeigt, so muß die günstigste Zusatzmenge jeweils durch besondere Versuche bestimmt werden.
- b) Die Abbindezeit des Betons wird wesentlich verkürzt.
- c) Die Abbindewärme des Betons wird sehr erhöht.
- d) Die Prüffestigkeiten des Betons werden bedeutend vergrößert.
- e) Da Chlorkalziumlauge wasseranziehend ist, besteht dagegen bei Stahlbeton die Gefahr des Rostens der Stahleinlagen.
- f) Zusatz von Chlorkalzium verstärkt das Quellen und Schwinden des Betons; doch sind hierdurch entstandene Nachteile beim Schachtbau nicht bekanntgeworden.

Die Regelung der Frischbetontemperatur ist außerdem möglich durch Anwärmung der Zuschlagstoffe und des Anmachewassers. Die Zuschlagstoffe kann man über eine geheizte Schüttelrinne laufen lassen oder durch Zuführung von Frischdampf erwärmen, ohne daß der Wasserzementfaktor durch das Nassen der Zuschlagstoffe leidet. Eine zu hohe Erhitzung der Zuschlagstoffe ist zu vermeiden, da sie eine Gefahr für die Belegschaft darstellt und außerdem dadurch die Zemente zu früh abbinden und sich verausgaben. Eine Zementzugabe von 350 bis 400 kg/m^3 ist hierbei erforderlich sowohl als Wärmespender als auch wegen der erwünschten Wasserdichtigkeit des fertigen Betons**).

Durch Versuche im großen muß das erforderliche Wärmegleichgewicht zwischen der Frostwand einerseits und dem eingebrachten Beton andererseits festgestellt werden. Der Beton selbst muß zum Erhärten Zeit haben, er darf also erst nach mehreren Tagen vom Frost getroffen werden. Demgemäß muß er so viel Wärme erzeugen, daß er diese Zeit hat. Die Frostwand darf andererseits in der unmittelbaren Nähe der Betonhinterfüllung nicht zu stark erwärmt werden, da sie als feste Schalung dienen soll. Durch einbetonierte selbstzeichnende Thermometer wird dieser Vorgang überwacht***). Der Wassergehalt des

*) Nach einer Mittlg. der Fa. Gebhardt u. König, Deutsche Schachtbau-GmbH., Wietze, an d. Verfasser.

**) Vgl. B. u. St. 42 (1943) Heft 139, S. 139—140.

***) Die vorübergehende Entwicklung der Abbindewärme der Betonhinterfüllung bedeutet im ganzen keine Gefahr für die Festigkeit der Frostwand, da die Masse des Betons und die von ihr ausstrahlende Wärmemenge gegenüber den gleichen physikalischen Größen der Frostwand, die dem anhaltenden Abkühlungsvorgang ausgesetzt ist, entscheidend kleiner sind.

Betons beeinflußt sowohl die Erhärtungsdauer wie die Empfindlichkeit des Frischbetons gegen die Abkühlung sehr stark. Erdfeuchter Boden entwickelt mehr Wärme als plastischer oder Gußbeton; Gußbeton andererseits ist sehr empfindlich gegen tiefe Temperaturen. Bei erwünschter schneller Erhärtung ist der Wassergehalt niedrig zu halten, zumal dieses Niedrighalten des Wassergehalts zu hohen Festigkeiten des fertigen Beton führt.

b₃. Bemessung des Schachtausbaues [21, 22, 23, 24, 34].

Bei den Berechnungen einer einfachen Tübbingsäule mit Betonhinterfüllung nach der Schachtwand zu wird die Annahme zugrunde gelegt, daß das Wasser infolge der Undichtigkeit bzw. Wasserdurchlässigkeit des Betons bis an den Tübbing hindurchdrückt und mit dem gesamten hydrostatischen Druck auf ihn einwirkt. Dieser Zustand bedeutet einen Grenzfall, der erst eintreten kann, wenn die wasserführenden Poren an der Außenwand der Tübbinge unter sich Verbindung haben, so daß die Tübbingsäule von einer dünnen Wasserschicht umgeben ist, was nicht durchweg eintreten wird. Wenn trotzdem damit gerechnet wird, so geschieht es, weil zuverlässige Messungen oder Beobachtungen in der Praxis über die tatsächliche Höhe des auftretenden Wasserdrucks nicht vorliegen und somit diese, in Fachkreisen allgemein übliche Annahme als richtig unterstellt werden muß. Der Betonmantel wird daher vom reinen hydrostatischen Druck entlastet und hat nur den Erddruck aufzunehmen. Unter dem Erddruck versteht man die zusätzliche Druckwirkung des nicht verfestigten Gebirges mit dem oberen Grenzfall des Schwimmsandes. Der Wert des Erddruckes soll, wie bereits erwähnt wurde, 0,3 bis 0,7 des hydrostatischen Druckes betragen. Es wird hierbei die zur Berechnung der Stärke von Rohrleitungen angewandte Formel benutzt unter der Annahme, daß der Außendruck gleichmäßig auf den gesamten Umfang des Schachtes in radialer Wirkung verteilt ist *).

Die zwischen Beton und Gußeisen auftretende Haftspannung wird auf folgende Weise ausgelöst. Das durch den Beton durchdringende Wasser drückt mit dem gewaltigen hydrostatischen Druck auf die Tübbingsäule und drückt sie um einen bestimmten Betrag zusammen. Der sie umgebende Betonmantel wird infolge des auf ihm lastenden Erddruckes ebenfalls zusammengedrückt. Wenn der Tübbing-Betonausbau als Verbundausbau wirkt, so muß die Deformation infolge des auftretenden Druckes in beiden Körpern gleich sein (also hier die Änderung der beiden Ringradien), trotz der ungleichmäßigen Zusammendrückung des Tübbings und des Betonringes. Da durch das Anhaften des Tübbings an dem Beton eine Zugwirkung auf den Beton ausgewirkt wird, ist die größtzulässige Haftspannung allein schon durch die Größe der Zugfestigkeit des Betons gegeben. Man rechnet im allgemeinen, daß die Zugfestigkeit etwa 30 kg/cm² beträgt. Um die bedingte fünffache Sicherheit zu haben, wäre also die höchstzulässige Haftspannung 6 kg/cm². Legt man diese Haftspannung zugrunde, so ergeben sich nach Mohr [34] bei 7 m Schachtdurchmesser und 125 mm Tübbingstärke sowie 36 cm Dicke des Anschlußbetons folgende Werte bei 200 m Teufe: Druckspannung im Tübbing rd. 870 kg/cm², Druckspannung im Beton rd. 170 kg/cm². Während die Druckspannungen im Gußeisen den gewohnten Zahlen entsprechen, überschreiten sie im Beton bei weitem die im Grundbau üblichen Werte. Man wird jedoch bei der nötigen Sorgfalt in der Wahl der Zuschlagstoffe und des Zements sowie seiner Zugabemenge höhere Bruchbelastungen von 400 kg/cm² auch unter den im Schacht auftretenden Bedingungen erreichen können (vgl. DIN 1045 bis 1048). Neben Berücksichtigung der Ausführung im Unterabschnitte b₂, betreffend Erhärtung des Frischbetons in Gefrierschächten im Schutz der Abbindewärme, ist weiter darauf zu achten, daß der Beton trotz des zeitweiligen Einfrierens genügend Zeit hat, während oder nach dem Auftauprozess weiter abzubinden. Unter Zugrundelegung einer Bruchfestigkeit von 400 kg/cm² werden im Schachtbau hohe Druckspannungen — für unser Beispiel von etwa

*) Außer Erd- und Wasserdruck können in einem tiefen Schacht noch dynamische Wirkungen infolge von Gebirgsbewegungen auftreten. Diese Drücke sind sowohl in ihrer Richtung wie in ihrer Größe und Ausdehnung schwer, beinahe unmöglich zu erfassen. Es wird aus diesem Grunde bei der Festlegung des Schachtansatzpunktes viel Wert auf die Berücksichtigung dieser Momente gelegt. Gegebenenfalls wird stellenweise eine stopfbuchsenartige Ausbildung der Schachtröhre vorgesehen, damit die Schachtröhre bei Setzungen plastischer Gebirgsschichten sich in sich verschieben kann. [34]

200 kg/cm² — zugelassen, jedoch die Sicherheit gegen Zug nicht niedriger als fünffach gewählt, da die zerstörende Wirkung aggressiver Wässer, die häufig die Schachtwandungen bedrohen, die Zugfestigkeit des Betons viel schneller herabsetzt als die Druckfestigkeit. Hierbei sind außerdem einige nachteilige Auswirkungen auf die Betonbeanspruchung des Verbundbaues „Tübbing-Beton“ zu berücksichtigen, die bei diesem auftreten. Wenn z. B. angenommen wird, daß durch Nachzementieren mittels Einpressung ein verminderter Wasserdruck auf den Tübbing erreicht wird, so muß vorübergehend mit stellenweise größerer Beanspruchung der zementierten Teile der Betonhinterfüllung gerechnet werden, wodurch eine Verformung der ungleichmäßig belasteten Tübbingsäule eintreten könnte, wie sie im Schachtausbau im Schwimmsand zuweilen aufgetreten ist.

b₄. Ausbau mit Beton- und Klinkermauerwerk. Kostenvergleich. [34]

Es ist hier zu erwähnen, daß in Oberschlesien aus wirtschaftlichen Gründen mehrere Gefrierschächte einen Ausbau aus Klinkermauerwerk bzw. aus Doppelkreuzsteinringen mit Zwischen- und Hinterfüllungsbeton an Stelle von Tübbingen erhielten *). Dabei ergab sich die Erfahrung, daß die maschinenmäßig hergestellten und gestampften Kreuzsteine und Betonplatten im Gegensatz zu auf gewöhnliche Weise eingebrachtem Beton, selbst bei zerstörend wirkendem Wasser, verhältnismäßig dicht blieben.

Die richtige Wahl des Zementes ist in diesem Falle, wenn mit betonangreifendem Wasser zu rechnen ist, besonders wichtig.

Weiterhin wurde in den letzten Jahren versucht, die im Bergbau bestehende Abneigung gegen Mauerwerk und Beton dadurch zu überwinden, daß bei einem derartigen Ausbau

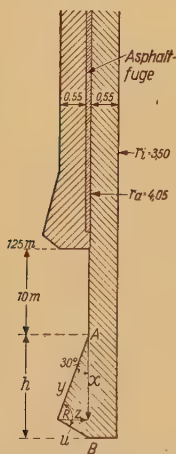


Bild 23. Schachtauskleidung mit Beton- und Klinkermauerwerk ohne Tübbing. Abdichtung mit Asphalt. Abfangen des inneren Mauerringes. [34]

zwei durch eine Dichtungsschicht aus plastischem Asphalt getrennte Wandringe verwendet wurden. Die gleichzeitige Verwendung von Beton und Klinkermauerwerk mit einer Asphaltabdichtung von 5 cm Stärke würde dann vollwertig den üblichen Verbundbau „Tübbing-Beton“ ersetzen. Da jedoch mit einer völligen Dichtigkeit der Asphaltfuge in den betonierten Absätzen nicht gerechnet werden kann, bestehen Bedenken, den Innenzylinder ebenfalls aus Beton herzustellen. Infolge der Plastizität der Asphaltfuge wird außerdem das Abfangen der starken Klinkermauer erst in tieferen Schichten (beim Übergang von lockeren Schichten zum wassertragenden festen Gebirge) erfolgen können (Bild 23). Die sich aus der Unzuverlässigkeit des Asphalts ergebenden Nachteile sind nur durch Verwendung von Kunststoffen, die neuerdings als „Vinidur“, „Oppanol“ und „Dynagen“ in verschiedenen Ausführungen im Handel angeboten werden, auszuschalten **). Die Verwendung der neuen Stoffe ermöglicht die Herstellung einer voll wirksamen Abdichtungshaut und erlaubt, die Innensäule des Ausbaues innerhalb der Abdichtung in Beton auszuführen. Die erforderliche Wandstärke wird hierdurch geringer, auch der äußere Betonring kann schwächer gehalten werden, da es in diesem Falle nicht erforderlich ist, seine Stärke unter

Zugrundelegung eines höheren Druckes, als dem Erddruck entspricht, zu berechnen. Die Gesamtstärke beim Ausbau beider Säulen in Klinkermauerwerk ist ebenfalls geringer bei Verwendung der Kunststoffe als bei Ausführung der Asphaltabdichtung. Die Gesamtstärke von 2 m wird erst in einer Teufe von ca. 235 m bei 7 m Schachtdurchmesser notwendig, während beim Ausbau in Beton erst bei einer Teufe von 400 m die gleiche Stärke er-

*) Nach einer Mitteilung der Fa. Gebhardt u. Koenig, Deutsche Schachtbau-G.m.b.H., Wietze, an d. Verfasser; vgl. auch: Waldeck, Ausbau von oberschlesischen Gefrierschächten in Mauerwerk und Beton, Glückauf 73 (1937) S. 53.

**) Vgl. W. Erdmann, Verwendung thermoplastischer Kunststoffe für die Abdichtung von Bauwerken. — Bautechn. 20 (1952) H. 3, S. 67—72.

rorderlich ist. Bei der vollkommenen Dichtigkeit, die mit Hilfe der Kunststoff-Isolierung erreicht werden kann, würden die Bedenken gegen Stahlbeton wegen Korrosionsgefahr gegenstandslos werden. Neben der Einschränkung der Wandstärke ergibt sich weiterhin

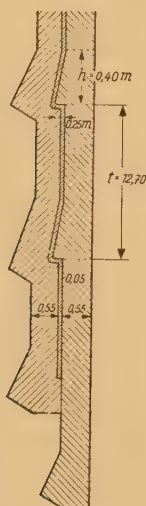


Bild 24. Schachtausbau durch Doppelmauerung mit verzahnten Verbindungen der inneren und äußeren Auskleidung. Abdichtungshaut aus neuartig. Kunststoffbahnen [34]

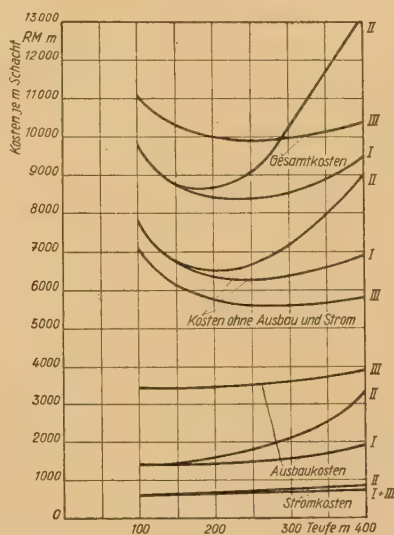


Bild 25. Kostenvergleich der verschiedenen Ausbauarten eines Gefrierschachtes von 7 m Durchmesser. [34]

- I. Ausbau mit Beton und Kunststofffuge
II. Ausbau mit Klinkermauerwerk und Kunststofffuge
III. Ausbau m. Tübbing m. Betonhinterfüllung

ein wesentlicher Vorteil für das einwandfreie Abfangen den Innenmauer als sonst. Da die Kunststoffe große Druckfestigkeit haben, können sowohl der äußere wie der innere Zylinder des Schachtausbaues durch Verzahnung verbunden werden (Bild 24). Angestellte Kostenvergleiche lassen erkennen, daß die Anwendung der Kunststoffe Vinidur und Oppanol zur Abdichtung der Betonverkleidung eine Ersparnis von rd. 1000.— DM bis zu einer Tiefe von 400 m gegenüber dem Tübbingausbau ermöglicht. Bild 25 gibt eine Übersicht über die Kosten eines Gefrierschachtes von 7 m $\varnothing$ bei verschiedenen Ausbauarten (I Beton mit Kunststoff-Abdichtung, II Klinkermauerwerk mit Kunststoff-Abdichtung und III Tübbing-Ausbau), wobei sowohl die Kosten insgesamt sowie getrennt (Stromkosten, Kosten der Verkleidung und Abteufkosten), angegeben werden. (Vgl. Zusammenstellung X.)

c) Auftauen des Frostkörpers [5, 16]

Geraume Zeit nach der Ausbetonierung des Schachtes wird der Umlauf in der Gefrieranlage abgestellt. Das Auftauen des Frostkörpers bildet die Probe auf die Wasserdichtigkeit und Standfestigkeit des Ausbaus. Mangelhafte Dichtungen und Verkeilungen in den Tübbingfugen werden nach und nach durch Verstemmen der Bleifugen und Nachziehen der Schrauben ausgebessert. Auch das Gebirge rund um den Schacht kommt bis zu einem gewissen Grade in Bewegung, da mit dem Auftauen wie mit dem Gefrieren Volumenänderungen des Gebirges verbunden sind.

Die Auffassung, daß beim Auftauen der Frostwand diese so dünn werden kann, daß sie unter der Einwirkung der äußeren Belastung zerbricht, hat sich bei näherer Betrachtung des Auftauvorganges als unhaltbar erwiesen. Mit einem schlagartigen Böschungsdruck der frei gewordenen Gebirgsmassen ist nicht zu rechnen. Die Frostwand wird beim Auftauvorgang von innen und von außen angegriffen, jedoch braucht dieser Vorgang Zeit, um

zur Vollentwicklung zu kommen. Die Festigkeit der auftauenden Frostmauer sinkt allmählich ab; in dem Maße, in dem der Außendruck nicht mehr von der Frostmauer aufgenommen werden kann, wird er weitergeleitet und von dem Schachtausbau anteilig übernommen, denn auch die Festigkeit des Verbundbaues „Tübbing-Beton“ wächst laufend. Deshalb ist es erforderlich, daß das Auftauen des Frostkörpers ohne künstliche Einwirkungen, wie z. B. durch Umlauf erwärmter Lauge in den Gefrierrohren oder durch warme Luft, erfolgt. Bei natürlicher Erwärmung der Frostwand durch die umgebenden Gebirgsschichten und die Schachtluft wird der beim Einfrieren des Betonmantels aufgehaltene Erhärtungsprozeß des Hinterfüllungsbetons der Tübbingwand wieder einsetzen; eine Abkürzung des Auftauprozesses könnte diesen Erhärtungsprozeß durch übermäßige Belastung des jungen Betons infolge frühzeitiger Einwirkung des vollen Außendruckes stören.

Der Verlauf des Auftauens wird durch Frostthermometer, die während des Abteufens eingebaut wurden, überwacht.

Das Ziehen der Fallrohre wird vorgenommen, sobald die Gewißheit besteht, daß die Gefrieranlage nicht wieder in Gang gesetzt zu werden braucht. Die Gefrierrohre (Steigrohre) stellen größere Werte als die dünnen Fallrohre dar, so daß ihre Wiedergewinnung zur weiteren Verwendung besonders erwünscht ist. Dabei sinkt das Gebirge rings um den Schacht ab und gerät in Bewegung, wenn die Bohrlöcher nicht nachgefüllt werden. Man muß deshalb den Fuß der abgeschlossenen Gefrierrohre vor dem Ziehen abschneiden und das Loch während des Ziehens durch das offene Rohr mit Beton oder Sand verfüllen, was allerdings bei größerer Tiefe schwierig auszuführen ist. Im Baugrund verbleibende Rohre müssen ebenfalls mit Sand oder Beton verfüllt werden, damit sie nach etwaigem Durchrosten nicht eine Gefahr für die Standhaftigkeit der Schachtverkleidung bilden.

V. Größe und Bekämpfung der Kälteverluste [40—53, 59, 60, 64]

a) Kälteverluste im Baugrund und über Tage [40, 44, 42, 26—31]

Bei der bereits im Abschnitt III b) behandelten Ermittlung der erforderlichen Maschinenleistung der Gefrieranlage wurden die Verluste an Kältemenge durch Übertragung und Ausstrahlung über Tage auf etwa 25%, die Kälteverluste an das umgebende Gebirge im Laufe der Frostzeit auf etwa 50% der eigentlichen für das Gefrieren des Bodens erforderlichen Kältemenge geschätzt; hierbei wurde klargestellt, daß mit zunehmender Grundwasserbewegung die Verluste an Kältemenge unter Tage stark ansteigen und sogar das Zustandekommen der Gefrierwirkung in Frage stellen können.

Strömendes und salzhaltiges Grundwasser können den Kälteverbrauch (unabhängig von Schutzmaßnahmen über Tage) vergrößern, und besondere Schutzmaßnahmen gegen Kälteverluste unter Tage sind kaum anwendbar. Gegen strömendes Grundwasser könnte nur eine Abdämmung der Schachtumgebung durch Spundwände helfen, welche die Gründungskosten verteuert. Das Rammen langer Spundwände erfordert beträchtliche Kosten, die u. U. den Mehraufwand an Maschinenleistung infolge der Kälteverluste unter Tage übersteigen können. Eine Abdämmung der Grundwasserströmung durch zusätzliche Spundwandumschließung kann nur in beschränktem Maße zur Ausführung kommen, und zwar für den Fall, daß nur eine mäßig dicke wasserführende Schicht vorliegt, welche das tiefreichende, ruhendes Grundwasser führende Gebirge überdeckt.

Schutzmaßnahmen gegen Vordringen von salzhaltigem Wasser und dadurch bedingte höhere Aufwendungen an Kältemenge wurden bereits im Abschnitt III, c) besprochen.

Die über Tage auftretenden Verluste aus dem Leitungsnetz, vor allem aus der Kühllauge, sind auf 25% des eigentlichen Frostbedarfes unter Tage geschätzt, unter der Voraussetzung, daß die Leitungen der Kältemaschine und der Kühllauge nicht frei verlegt werden. Die Probleme des Kälteschutzes sind bei der mit Kälteübertragung arbeitenden Industrie weitgehend untersucht. Die VDI-Richtlinien [40] zur Bemessung von Wärme- und Kälteschutzanlagen (DIN 1951) enthalten entsprechende Anweisungen, die sich auf die über Jahrzehnte reichende Erfahrung der Deutschen Wärme- und Kälteschutztechnik gründen und in erster Linie für dauernde Kühlanlagen gedacht sind. Im Bergbau werden beim Schachtabteufen nach dem Gefrierverfahren die zwei Sammel-

leitungen, an welche die einzelnen Steig- und Fallrohre durch besondere elastische Verbindungen anschließen, in einem abgedeckten Kanal untergebracht. Dieser sogenannte Gefrierkeller wird nach Aushub der oberen Bodenschichten bis zum Grundwasserstand angelegt, dazu wird der Aushub etwas breiter als der Schachtquerschnitt zur Aufnahme der Schutzkanäle der Ringleitung der Gefrierrohre vorgenommen (vgl. Bild 1 und Bild 4a).

Bei den im Bauwesen vorkommenden größeren Aushubquerschnitten wird die Verteilungsleitung ebenfalls nach vollendetem Aushub der Gründungsfläche bis zum Grundwasserspiegel in einem Gefrierkeller in Form eines Betonkanals untergebracht. Die Abb. 29b zeigt die beiden Gefrierrohrkeller, die für die Errichtung der zwei Gefrierschächte der Rolltreppenanlage zum Fußgängertunnel unter der Schelde in Antwerpen gebaut wurden. Sämtliche Zu- und Rücklaufleitungen für die beiden Schächte sind in den überdeckten Betonkanälen untergebracht; auch die Kühllauleitungen, die für die Gefrierrohre der Schrägstollen der Rolltreppe verlegt wurden, sind in drei gradlinigen Betonkanälen untergebracht. Die kälteerzeugenden Maschinen sind in einer Holzbaracke über dem blinden Schacht der Rolltreppenanlage aufgestellt (vgl. Bild 29a und b). Von dort aus zweigen die Leitungen der Kühllaue nach der Ringleitung der Gefrierrohre ab, die alle mit einem Eismantel überzogen werden, sobald die aus der umgebenden wärmeren Luft an den kalten Rohrwandungen abgesetzte Feuchtigkeit (Schwitzwasserbildung) zu gefrieren beginnt. Die Verflüssigung der Ammoniakgase wird in einem Berieselungskühler außerhalb der Hauptbaracke vorgenommen, wie auf Bild 32 näher zu erkennen ist.

Der Ausbau der Gefrierrohrkeller für die Schwimmerschächte des Schiffshebewerkes Rothensee ist deutlich aus Bild 37 zu erkennen. Über die zwei seitlichen Rundwände des Gefrierkellers ist ein eiserner Träger gespannt, der zur Aufnahme der Bohrvorrichtungen bestimmt ist und später auch zur Förderung des Aushubes verwendet wurde. Die Ringleitung der Gefrierrohre war zur Zeit der Aufnahme bereits verlegt. Im Hintergrunde der gleichen Abbildung sind die Bohrtürme, die in Arbeit für den zweiten Schacht standen, ebenfalls zu erkennen.

Bei dem Stollenaushub nach dem Gefrierverfahren, der in Bild 44 dargestellt ist, wurden statt der Rohrleitungskanäle mit Schalungsbrettern ausgekleidete Gräben angelegt, die nach der Verlegung der Verteilungsleitung und Herstellung der Gefrierrohranschlüsse mit Torfmuß gefüllt wurden. Der Boden der Rohrgräben der Zu- und Rücklaufleitung wurde mit einer Betonschicht ausgeglichen. Zum Schutz gegen Witterungseinflüsse wurden beide Gräben mit einem Pappdach abgeschirmt.

Die Verlegung der Leitung der Kühllaue in bedeckten Kanälen genügt nicht, die Ausstrahlung der Kälte in die umgebende Luft völlig zu unterbinden, da eine ideale Isolierung durch ruhende trockene Luft in dem Gefrierkeller nicht erreicht werden kann. Zum weiteren Schutz der Kühlleitungsrohre müssen diese mit einem Isoliermantel versehen werden. Die abdämmende Wirkung des Isolierstoffes wird durch die in der Isolierschicht vorhandenen abgeschlossenen Lufträume geschaffen.

Die Ausstattung der Rohrleitung des Kälteträgers mit einer Isolierschicht ist vor allem bei Dauerkühlanlagen unentbehrlich, weil ihre Unterbringung in abgeschlossenen Kanälen aus betriebstechnischen Gründen nicht möglich ist. Dabei ist zu beachten, daß hier die Abschreibung für die Aufwendungen der Isolierung von Leitungen, Behältern und Kühlräumen sich auf lange Zeit erstreckt. Inwiefern derartige Schutzmaßnahmen auch bei den Leitungen der Kühllaue, die bei Anwendung des Gefrierverfahrens im Bauwesen verlegt werden, wirtschaftlich zu vertreten sind, ist eine reine Kostenfrage, die nach den Sonderverhältnissen, welche bei der Kalkulation des Bauvorhabens vorliegen, beurteilt werden muß.

Isolierungen von Schachtgefrieranlagen, soweit sie in der bisherigen Praxis im Bergbau und im Tiefbau vorgenommen wurden, sind allerdings provisorischer Natur, und deswegen sind die hierbei vorzunehmenden Maßnahmen anders zu beurteilen als bei Isolierung von ortsfesten Anlagen.

Der Vollständigkeit halber werden in den nachfolgenden Abschnitten b) und c) die Eigenschaften verschiedener Spezialstoffe, die vorwiegend zur Isolierung von dauernden Kühlanlagen in Deutschland verwendet werden, und hierbei auch die für die Bemessung und Gestaltung der Isolierschicht der Leitungen der Kühllaue geltenden Grundregeln kurz geschildert.

b) Die Eigenschaften von Isolierstoffen für Kühlanlagen [49, 50, 51]

Die abdämmende Wirkung eines Isolierstoffes wird vor allem durch die in der Isolierschicht vorhandenen abgeschlossenen Lufträume geschaffen. Poröse Stoffe nehmen aber Feuchtigkeit auf, die sich in den Poren der Isolierschicht verflüssigt und die Poren füllt. Die Taubildung, bei der das sogenannte Schwitzwasser entsteht, spielt sich in der Weise ab, daß die Porenluft in dem kälteren Teil der Abdämmungsschicht ihren Feuchtigkeitsgehalt abscheidet, der zunächst nur sehr gering und unschädlich ist. Aus der Außenluft diffundiert aber dauernd neue Feuchtigkeit in die Porenluft, so daß im Laufe von Wochen und Monaten eine allmähliche Durchfeuchtung des Isolierstoffes und bei tiefen Temperaturen ein Durchfrieren und Absprengen der porösen Isolierschicht erfolgen kann. Man strebt deshalb an, eine luftdichte Isolierung des Kälteträgers zu erreichen. Die beste Abwehr gegen derartige Durchfeuchtung bietet die Verwendung von Stoffen mit luftdichten Zellenwänden, wie sie bei expandiertem Kork (Backkork) vorhanden sind. Bei der Isolierung von Kälteflüssigkeitsleitungen sowie Ammoniak- und Kohlsäuregasleitungen kommen am besten imprägnierter Kork oder strukturähnliche Materialien in Form von Schalen, Segmenten und Platten in Betracht. Eine wasserabweisende Imprägnierung nicht luftdichter Stoffe genügt allein nicht, um die Durchfeuchtung zu unterbinden. Eine gewisse Ausnahme bildet die Pechimprägnierung bei Korkplatten, bei der der einzelne Kork noch mit einer verhältnismäßig dicken Pechhaut ummantelt wird. Bei expandiertem Kork sind die Korkkörner mit ausgeschmolzenem Harz umgeben, das die makroskopischen Luftzellen umschließt und dadurch den Kork zu einem idealen Stoff der Kälteisolierung macht.

Zur Veranschaulichung der Betriebsstoffersparnisse, die durch Isolierung von Kälteleitungen erreicht werden, ist die nachfolgende Tabelle aufgestellt, die auf Grund von Wirtschaftlichkeitsberechnungen für Daueranlagen ermittelt wurde.

Bei der nachstehenden Zusammenstellung VIII ist eine Temperatur des Kälteträgers von -15°C und eine Temperatur der Außenluft von $+15^{\circ}\text{C}$ zugrunde gelegt. Die Isolierung ist mit 60-mm-Korkschalen vorgenommen, wobei ihre Wärmeleitzahl mit $0,040\text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ angenommen wurde. Der Preiswert einer Kilowattstunde ist mit $0,15\text{ RM}^*)$ berechnet und als praktischer Wert einer Kilowattstunde 800 kcal angenommen; Anzahl der Betriebsstunden pro Jahr 8000 h .

Zusammenstellung VIII

Äußerer Rohrdurch- messer mm	Verluste im nackten Rohr kcal/lfdm	kWh Jahr	RM ^{*)}	Verluste im isolierten Rohr kcal/lfdm	kWh Jahr	RM ^{*)}	Jährliche Ersparnis in RM pro m Rohr ^{*)}
38	19	190	28,50	5,2	52	7,80	20,70
42	21	210	31,50	5,3	53	7,95	23,55
48	23	230	34,50	5,6	56	8,40	26,10
59	27	270	40,50	6,4	64	9,60	20,90
76	33	330	49,50	7,4	75	11,10	38,40

Kork ist ein für deutsche Verhältnisse sehr teurer Stoff, da er vom Ausland importiert werden muß. Das gab Anlaß zur Herstellung von Korkaustauschstoffen, die in großer Zahl im Handel angeboten werden. Da nun Korkplatten in jeder Beziehung den idealen Grenzfall der Kälteisolierung darstellen, können die übrigen Stoffe nur im Vergleich mit den Eigenschaften des Korkes klassifiziert werden, insbesondere durch Strukturbeobachtungen und Feuchtigkeitsaufnahmemessungen. Bei der Beurteilung von Korkaustauschstoffen für Kälteschutzzwecke steht ihr Verhalten gegenüber flüssigem und dampfförmigem Wasser an erster Stelle. Zwar sind noch andere Eigenschaften von Wichtigkeit, vor allem die Wärmeleitzahl, ferner hinreichende Festigkeit, Bearbeitbarkeit und dgl., aber die Wärmeleitzahl läßt sich leicht nach dem Raumgewicht schätzen, und die Festigkeitseigen-

^{*)} Vorkriegspreise.

schaften sind augenfällig. Dagegen bedarf die Prüfung der Wasseraufnahmefähigkeit einer längeren Zeit.

An der Luft getrockneter Torf ist außerordentlich stark wassersaugend; ohne eine besondere Behandlung ist Torf als Kälteschutz bei Daueranlagen ungeeignet. Das geeignete Torferzeugnis als Korkaustauschstoff ist die mit Pech gebundene Torfplatte. Es ist nicht möglich, eine durchgehende Stoffimprägnierung allein durch einen dichten, äußeren Schutzmantel der Platte zu ersetzen. Trotz dichtem Harzpechmantel gibt es im Pech poröse Stellen, durch die Wasser eindringen und durch Wasseraufnahme im Torf zur Sprengung des Rohrschutzmantels führen kann. Bei einer Pechimprägnierung nach dem Muster der pechimprägnierten Korkplatten sollen die einzelnen Torfkörner nicht nur an einzelnen Berührungsstellen lose verklebt sein, sondern sie müssen mit dem Pechmantel dicht aneinandergepreßt werden. Durch eine Erhitzung bis auf 120° kann man erreichen, daß aufgenommene Wassermengen beim Eintauchen in Wasser gering sind und kapillar nur wenig fortgeleitet werden; außerdem wird dadurch eine Quellung durch Wasseraufnahme weitgehend begrenzt. Diese Eigenschaften können gesteigert werden, wenn eine Erhitzung bis zu 125° anschließend an eine einmalige Durchnässung erfolgt ist.

Durch Zerfasern von Leichttorf wird eine Torfplatte hergestellt, die durch chemische Imprägnierung wasserabweisend gemacht wird, ohne jedoch eine völlige Vermeidung der feinen Kapillarität (vor allem im Falle einer Dampfdiffusion) zu ermöglichen.

Die Struktur von pechgebundenen Hanfschäben (geschabter Hanf) ist nicht besonders günstig für Kälteschutzzwecke. Hanf wird durch Mikroorganismen angegriffen und schimmelt. Günstiger dagegen ist die Struktur der Flachsschäbenplatten, die jedoch durch Pechbindung ein großes Raumgewicht und dadurch eine außerordentlich ungünstige Wärmeleitzahl erhalten. Sie werden durch Gasentwicklung aufgelockert. Flachsschäbenplatten wie auch Sägespäneplatten können durch Auflockerung auf ein Raumgewicht bis hinab auf 200 kg/m³ gebracht werden, jedoch ist ihre Wasseraufnahmefähigkeit so groß, daß sie für dauernde Kühlanlagen ungeeignet sind und mehr für Wärmeisolierung in Frage kommen.

Holzwoleleichtplatten sind gleichfalls wegen ihrer großen Wasseraufnahmefähigkeit für Daueranlagen, die mit Tiefkühlung arbeiten, ungeeignet. Faserartige Schlackenwolle und Zellstoff werden ebenfalls mit Bitumenemulsion und ähnlichen Stoffen in Platten gepreßt, deren Faserzwischenräume durch ihre feine und ungleichmäßige Form eine noch geringere Wasseraufnahmefähigkeit besitzen als die pechimprägnierten Korkplatten. Die Wasserdampfdiffusion ist dagegen groß, da sie durch die vielen Flächen der Hohlräume begünstigt wird.

Chemisch erzeugte Gefüge in Gestalt von synthetischen Isolierungsplatten wie Iporka, Tropomit (poröses Phenolharz) u.ä. besitzen durch die gute Durchbildung der getrennten Luftzellen eine geringere Wasseraufnahmefähigkeit und herabgesetzte Dampfdiffusion. Porenbeton ist durch seine starke Porosität (auch in Verbindung mit anderen Isolierstoffen) zur Herstellung von Gefrierkellern und Kühlräumen geeignet.

c) Rohrisolierung [40, 44, 52]

Bei der Ausführung der Isolierung muß darauf geachtet werden, daß die Isolierschicht nicht auf feuchten Rohrwandungen liegt, sie muß vielmehr auf das trockene Rohr dicht angesetzt werden. Es ist für einen besonders guten Verschluß der Fugen und einen luftdichten Abschluß der Isolierung nach außen Sorge zu tragen.

Für die Wahl der Isolierstärke sind wärmewirtschaftliche Gründe maßgebend. Die Anlagekosten steigen mit wachsender Isolierstärke. Die Wärmeverluste und mit diesen verbundene Aufwendungen sinken dagegen. Die Summe dieser beiden Faktoren erhält dadurch ein ausgesprochenes Optimum bei einer bestimmten Isolierstärke. Zur Bemessung der Stärke der Isolierung gilt als praktische Regel in cm ausgedrückt die Hälfte des Temperaturunterschiedes zwischen Kälteträger und Außenluft in °C.

Die analytische Ermittlung der wirtschaftlichen Stärke der Isolierung beansprucht viel Zeit und Arbeitsaufwand. In den VDI-Richtlinien für die Bemessung von Wärme- und Kälteschutzanlagen (1940) werden zahlenmäßige Angaben aufgeführt, welche in Zusammenstellung IX enthalten sind.

Zusammenstellung IX

Lichter Durchmesser in mm	Temperatur- gefälle zwischen Kälteträger und Außen- luft	Isolierstärke in mm bei einem Kältepreis*)					
		RM 25,—		pro 10 ⁶ kcal von RM 50,—		RM 250,—	
		Betriebsstunden im Jahr		Betriebsstunden im Jahr		Betriebsstunden im Jahr	
		4000	8000	4000	8000	4000	8000
50	10	20	30	30	40	60	80
	20	30	40	40	50	80	100
	40	40	50	50	70	100	140
100	10	20	30	30	40	70	90
	20	30	40	40	60	90	120
	40	40	60	60	80	120	160
400	10	30	40	40	60	80	110
	20	40	60	60	80	110	150
	40	60	80	80	100	150	210
Ebene Wand	10	40	60	60	80	130	170
	20	60	80	80	110	170	230
	40	80	110	110	150	230	320

Während theoretisch die Verschiedenheit der analytisch ermittelten wirtschaftlichen Isolierstärke für die verschiedenen Materialien sehr groß sein kann, lehrt die praktische Erfahrung mit den im Wettbewerb stehenden Korkaustauschstoffen, daß im allgemeinen die Gesamtkosten von Stoff zu Stoff verschieden sind, dagegen zeigt die erforderliche Isolierstärke verhältnismäßig kleine Unterschiede. Vielfach ist auch die Kurve der Gesamtkosten in der Nähe des Kleinstwertes (Optimum) so flach, daß auch vorhandene größere Abweichungen in der Isolierstärke von geringer Bedeutung sind. Für industrielle Wärme- und Kälteschutzanlagen und für eine Abschreibungsquote von 20% sind Mittelwerte der wirtschaftlichen Isolierstärke aus vielen Anlagen errechnet worden; daraus sind in den genannten Richtlinien auch Kurvendiagramme aufgestellt, die die Isolierstärke bei verschiedenem Rohrdurchmesser unter Zugrundelegung einer betrieblichen Kennzahl A angeben. Die in dem genannten Diagramm aufgeführte Kennzahl A ermittelt sich als Produkt der bekannten Werte des Temperaturunterschiedes in °C, des Kältepreises pro 10⁶ kcal, der Betriebszeit in Stunden und eines Faktors f_k für zusätzliche, besonders zu schätzende Verluste ($f_k = 1$ bis 2,0).

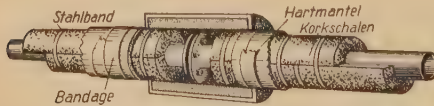


Bild 26. Kühllaugerohr mit Korkschalenisolation und Flaschenkappe aus ausgegoss. Kork-Pech-Gemisch [44]

Für die Ausführung der Isolierung von Rohren kann man bei der Verwendung von geformtem Material (Schalen) mit Normenmaßen die nächstliegende Isolierstärke wählen oder in anderen Fällen auf 5 oder 10 mm nach unten abrunden, weil damit bei dem flachen Verlauf der Gesamtkostenkurve eine Verringerung des Anlagewertes ohne besondere Erhöhung der Gesamtkosten erreicht wird (vgl. Bild 26).

Da die Isolierschicht eine Porenfläche aufweist und vielfach auch keine eigene Druckfestigkeit besitzt, so erhält diese eine besondere Oberflächenschutzschicht. Die fertige Isolierung muß eine Druckfestigkeit von etwa 3 bis 4 kg/cm² aufweisen, um die übliche Betriebsbeanspruchung aufnehmen zu können. Bei Daueranlagen werden Hartmäntel aus

*) Vorkriegspreise.

Zement verwendet, die aber teuer sind, weil bei der Rohrverlegung der Monteur mit Kelle und Gummihandschuhen arbeiten muß. Deshalb werden als Hartmäntel auch Metallbleche in Stärken von 0,6 bis 1,0 mm verwendet. Vielfach werden Hartmäntel mit Bitumenemulsion hergestellt, die eine Stärke von 10 bis 20 mm, je nach der Größe des Rohrdurchmessers, erhalten. Bei besonders hohen Beanspruchungen werden ferner Drahtgewebe in den Hartmantel eingebaut sowie Quarzsand oder Zement mit Bitumenemulsion beigemischt. Die Hartmäntel werden auch bandagiert und angestrichen. Statt einer Bandagierung der Isolierschicht können die isolierten Rohre mit einer Dachpappenhülle versehen werden. Es werden teerfreie Dachpappe- bzw. Bitumenbänder verwendet, die sich auch mit der Lötlampe schweißen lassen.

d) Abdämmung der Flanschverbindungen [40, 44, 53]

Bei der Durchführung der Isolierung von Kälteleitungen erfordert die Isolierung von Flanschen besondere Beachtung. Vergleichende Messungen beweisen, daß eine nackte Flanschverbindung ebenso große Wärmeverluste verursacht wie ein 5 m langes nacktes Rohr. Dagegen sinkt bei einer Isolierung der Flanschverbindung mit einer doppelwandigen Blechhaube der Verlust an Wärme auf die Verlustmenge einer nur 50 cm langen nackten Rohrstrecke. Bei einer vollständigen Isolierung durch Ausfütterung der Blechkappe mit Isolierstoff (z. B. Korkpечgemisch) ergibt sich kein besonderer Verlust durch die Flanschverbindungen des isolierten Rohres. Dagegen verursacht ein Rohrventil auch mit doppelwandiger Kappe einen gleichgroßen Verlust wie ein 5 m langes nacktes Rohr.

Die Zweckmäßigkeit der Isolierung von Flanschen mittels Flanschkappen steht also außer jedem Zweifel. Sowohl die einfache wie die doppelwandige Kappe genügt jedoch nicht, das Rohr voll zu schützen; am besten sind Flanschkappen, die durch Fütterung des Zwischenraumes mit Isoliermassen versehen sind (vgl. Bild 26). Auch seitlich muß durch Isolierstoff eine direkte Berührung der Kappe mit dem Rohr ausgeschlossen sein.

Ein Nachteil derartiger Flanschisolierungen besteht darin, daß bei Entstehen von Undichtigkeiten die Isoliermasse abgetragen werden muß und nach Abdichten der Rohrverbindung wiederherzustellen ist. Durch vorsichtiges Entfernen der Flanschisolierung darf die Rohrisolierung keinen Schaden leiden. Das Abschlagen der Flanschisolierung und Wiederaufbringen neuer Masse ist im Betrieb lästig und wird deshalb nicht gern vorgenommen.

Bei Isolierung von Flanschen mit plastischer Masse wird zunächst (nach dem Abschluß der Endteile der Rohrisolierung mittels Zinkblechmanschette) ein Blechstreifen mit unten angeordneten Tropfröhrchen über der Flanschverbindung angebracht, damit Undichtigkeiten in der Rohrverbindung rechtzeitig zu erkennen sind. Dann wird ein Drahtgewebe gespannt und dieses an beiden Seiten der Rohrisolierung befestigt. Hierauf wird die plastische Masse wie bei der Rohrisolierung aufgetragen, abgeglättet, bandagiert und ebenfalls mit Anstrich versehen. Bei freien Leitungen muß diese Isolierung eine zusätzliche Abschirmung aus Asphalt oder teerfreier Pappe erhalten. Als gute Flanschisolierungen gelten auch Matratzen, die in passender Größe und Form hergestellt und die an die Flanschen gelegt und mit Blech abgedichtet werden.

Beim Aufhängen oder Abstützen der Rohre darf die nackte Leitung nicht berührt werden, weil damit große Kälteverluste verbunden sind. Die Abstützung erfolgt am besten entweder mit Hartholzunterlage oder mit einem Blechschutzmantel, der das Rohrgewicht auf der Isolierschicht der Leitung verteilt.

e) Erfahrungen im Bergbau und Tiefbau

Es bleibt der Praxis im Bergbau oder im Tiefbau überlassen, zu beurteilen, inwiefern die Erfahrungen, die bei ortsfesten Dauerkühlanlagen gewonnen sind, auch irgendwie zum Kälteschutz von Rohrleitungen für Gefrierschachtanlagen zur Anwendung gebracht werden können. Nach einer älteren Mitteilung der Firma „Deutsches Schachtbau- und Tiefbohrunternehmen (vorm. Gebhardt & Koenig, Landeseigener Betrieb), Nordhausen“ werden für die Isolierung der Rohrleitungen bei Ammoniakgefrieranlagen gewöhnlich Korkschnur mit Dachpappenschutz verwendet. Die Laugenbehälter werden mit Torfmuß und Holzverschalung isoliert. Bei Tiefkälteanlagen (Kohlensäureverfahren) werden dagegen

sowohl die Laugenbehälter als auch die Rohrleitungen mit Korkschalen gegen Kälteverluste geschützt.

Für die Isolierung von Gefrierschachtanlagen eignet sich auch Glaswolle, welche die Firma bisher noch nicht benutzt hat. Jedoch war beabsichtigt, für eine neue Gefrierschachtanlage in Kirchhain eine Isolierung mit diesem Material durchzuführen. Die Glaswolle wird auf Wellpappe gesteppt, mittels Nesselbinden um die Rohrleitungen gelegt und alsdann mit Gips überzogen. Für Rohrleitungen eignen sich speziell die sogenannten Glaswatteschalen, die früher für jeden Rohrdurchmesser fertig gepreßt bezogen werden konnten, aber heute nicht überall erhältlich sind. Glaswolle hat den Vorteil, daß sie eine kleinere Wärmeleitzahl aufweist als die Korkschalen und der trockene Torfmull; die Zahlen betragen für:

Glaswolle	0,035 kcal/m h° C
Korkschalen	0,045 kcal/m h° C
Torfmull, trocken	0,041 kcal/m h° C

Für die Stärke der Isolation gelten selbstverständlich die allgemeinen Richtlinien für Wärme- und Kälteschutz, die bereits besprochen wurden.

Auch die Kälteschutzmaßnahmen, die bei Anwendung des Gefrierverfahrens im Stollenbetrieb (vgl. Bild 44a) zur Ausführung kamen, stellen eine interessante Neuerung dar. Bei dem größeren Umfange der Verteilungsleitungen, die bei Anwendung des Gefrierverfahrens im Grundbau und im Stollenbau vorkommen, ist der Kälteschutz durch Verlegung der nackten Rohre in bedeckten Kanälen wirtschaftlich nicht immer vertretbar. Man muß dann zu einer ähnlichen Lösung wie im Falle des erwähnten Stollenvortriebs greifen (Umhüllung der Rohrleitungen durch Torfmull innerhalb abgeschlossener Kanäle, Gräben oder Kästen), wobei die reichlichen Erfahrungen der kälteverarbeitenden Industrie in der Wärmeisolierung mit Korkaustauschstoffen zu berücksichtigen wären.

VI. Kosten für Aufstellung und Betrieb der Gefrieranlage [5, 34]

Das herkömmliche, bei der Schachtabteufung entwickelte Gefrierverfahren ist mit großen Aufwendungen verbunden. Seine Verwendung im Grund- und Wasserbau ist deshalb nur auf Sonderfälle beschränkt, vor allem auf grundwasserführende Schwimmsandschichten in Tiefen, wo die Anwendung der Grundwasserabsenkung in offener Baugrube oder bei massiver Gründung unter Wasser in Kombination mit der Druckluftgründung auf praktische Schwierigkeiten stößt. Diese kombinierte Gründung hat nicht nur in Europa Anwendung gefunden, sondern auch in den USA Anerkennung erlangt, wie der Bau der Kernmauer für den neuen Merriman-Damm (Ausnutzung des Delaware-Flusses zur Wasserversorgung der Stadt New York) beweist. Der Damm wurde mit einem 280 m langen Betonkern aus 20 Druckluftsenkkästen versehen, die 48 m tief unter Wasser in die Flußsohle versenkt wurden. Der hohe Wasserdruck konnte innerhalb einer Spundwandumschließung durch Grundwasserabsenkung ausreichend herabgesetzt werden. Es wurde hier also eine Gründungstiefe von nahezu 50 m unter Wasser überwunden.

Solche und größere Gründungstiefen sind im Grund- und Wasserbau verhältnismäßig selten, und darauf ist es mit zurückzuführen, daß die Anwendungsmöglichkeit für das Gefrierverfahren dort viel kleiner als im Bergbau ist. Wie im Hauptabschnitt B gezeigt werden wird, gibt es Gründungsaufgaben besonderer Art, wo das Gefrierverfahren in der üblichen Ausführung bei Ingenieurbauten mit Tiefen von etwa 30 m (unter Wasser) nicht nur eine wettbewerbsfähige, sondern mitunter auch die einzig mögliche Lösung ist. Die Herstellung der Schwimmerschächte für die Schiffshebewerke Rothensee und Hohenwarthe, die bis 72 m unter Gelände abgeteuft wurden, stellen eine bis jetzt nicht übertriffene Leistung im deutschen Tiefbau dar.

Über die Kosten der (bisher trotz einer gewissen Zunahme der Anwendung doch im ganzen nur vereinzelt) Ausführung der Gefriergründung im Bauwesen finden sich im Schrifttum keine Angaben. Das liegt z. T. daran, daß die ausführenden Firmen über ihre eigenen Erfahrungen aus Gründen des Wettbewerbs eine begreifliche Zurückhaltung bewahren; außerdem ist es darauf zurückzuführen, daß die auftraggebenden Baubehörden wegen der bisher seltenen Anwendung nicht den umfassenden Überblick besitzen können, der nötig ist, um verwertbare Kostenvergleiche anzustellen. Über die Kosten des Ver-

fahrens im Bergbau stehen dagegen beachtliche Angaben zur Verfügung. Diese lassen sich auch für Anwendungen im Bauwesen vergleichsweise heranziehen, da die Einrichtungen und ihr Aufbau, der Gefrierbetrieb und der Schachtausbau in beiden Fällen grundsätzlich übereinstimmen. Der Hauptunterschied besteht darin, daß die Teufen im Bauwesen meist kleiner und die Gründungsflächen oder die Schachtquerschnitte fast immer größer sind als im Bergbau.

Für Teufen bis 100 m bei Bergbauschächten, die gewöhnlich einen 6,5 m großen Außendurchmesser erhalten, verteilen sich die Kosten pro lfdm für die einzelnen Arbeiten wie folgt (Preise vor 1939) [5]:

für Herstellung der Bohrlöcher	RM 1400,—
„ das Gefrieren	RM 2000,—
„ Schachtabteufkosten	RM 1100,—
„ Ausbau	RM 2300,—
insgesamt	RM 6800,—

Diese durchschnittlichen Zahlen für die Abteufung von 0 bis 100 m werden entsprechend neueren Angaben von Mohr [34] für die Herstellung von Gefrierschächten für Bergbauzwecke bis zu der gleichen Tiefe ergänzt (Zusammenstellung X). Hierbei werden die Kosten in drei Abschnitte unterteilt, und zwar Aushubkosten ohne Ausbau und Strom (also einschl. Herstellungskosten der Gefrierrohre), Stromkosten und Ausbaukosten. Die Preise gelten für Bergbauschächte mit einem Durchmesser von 5, 6 und 7 m, und zwar für zwei Ausbauarten mit doppeltem Betonmauerring und Kunststoffinsolierung zwischen Außen- und Innenmauerring (B) sowie für den Ausbau mit Tübbing und Betonhinterfüllung (T). Die einzelnen Preise sind in RM angegeben und als Vergleichsgrundlagen der einzelnen Verfahren zu bewerten.

Zusammenstellung X

Kostenanteil	Durchmesser des Gefrierschachtes			
		5 m	6 m	7 m
Kosten ohne Ausbau und Strom	B	6500 RM	7000 RM	7 800 RM
	T	5800 RM	6350 RM	7 150 RM
Stromkosten	B	400 RM	550 RM	700 RM
	T	450 RM	500 RM	700 RM
Ausbaukosten	B	875 RM	1050 RM	1 400 RM
	T	2450 RM	2850 RM	3 350 RM
Gesamtkosten	B	7775 RM	8600 RM	9 900 RM
	T	8700 RM	9700 RM	11 100 RM
Gesamtkosten je 1 m ³ Schachtvolumen	B	396 RM	303 RM	257 RM
	T	443 RM	342 RM	288 RM

Aus der obigen Zusammenstellung ist zu erkennen, daß die Herstellungskosten des Gefrierschachtes mit wachsendem Durchmesser pro m Teufe ebenfalls wachsen, jedoch nicht in dem gleichen Maße wie das Bodenvolumen. Diese günstige Entwicklung der Kosten pro m³ mit wachsendem Schachtdurchmesser (die Kosten je 1 m³ Schachtvolumen nehmen, wie auch die Zusammenstellung unten zeigt, mit wachsendem Durchmesser beträchtlich ab) sowohl für die Gesamtkosten wie auch für die einzelnen direkt mit der Herstellung des Gefrierschachtes zusammenhängenden Teilkosten hat für den Grundbau eine besondere Bedeutung, da hier, wie wiederholt betont, die in Frage kommenden Aushubdurchmesser erheblich größer sind als im Bergbau. Das Aushubvolumen wächst mit dem Quadrat des Schachtdurchmessers, dagegen lassen die angegebenen Zahlen erkennen, daß die Strom- und Aushubkosten pro m Tiefe näherungsweise nur etwa nach der vierten Wurzel des Volumenverhältnisses der zu vergleichenden Schächte steigen. Solange beim Wachsen des Aushubdurchmessers noch (ohne daß zusätzliche Gefrierrohre im Innern des Schachtquerschnittes notwendig werden) mit der Bildung einer ausreichend starken Frost-

sohle (Durchfrieren des Kerns) gerechnet werden kann (Schachtdurchmesser etwa ≤ 8 bis 10 m) oder (bei größeren Grundrißflächen) die äußere Frostwand Anschluß an eine abdichtende Baugrundsicht findet (Beispiel Straßentunnel Antwerpen), nehmen Umfang der Gefriereinrichtung und ihr Betrieb in geringerem Maße zu als das Aushubvolumen. Daraus erklärt sich sinnfällig die Abnahme der Einheitskosten je 1 m³ Aushub mit zunehmendem Schachtdurchmesser. Diese im Bauwesen gewöhnlich zu erwartende Kostenverminderung, bezogen auf 1 m³ Aushub, berechtigt dazu, die preislichen Erfahrungen aus dem Bergbau wenigstens für Vorarbeiten und Kostenvergleiche heranzuziehen zwecks Klärung der Frage, ob das Gefrierverfahren mit anderen noch anwendbaren Methoden wirtschaftlich in Wettbewerb treten kann.

Die Erfahrungszahlen stimmen auch mit den Ergebnissen der Theorie über die Frostwandstärke, die maßgeblich für die Größe der Gefrierkosten an sich ist, überein. Nach der Formel (15a) ist die Frostwandstärke für eine bestimmte Teufe und Bodenbeschaffenheit einfach proportional zu dem Schachtdurchmesser, so daß die Frostwandkosten mit dem Umfang des Schachtquerschnitts wachsen und hinter der Volumenvergrößerung zurückbleiben, dieses Verhältnis jedenfalls nicht übersteigen.

Abschließend wird noch ein Kostenvergleich zwischen der Verfestigung der Schachtwände beim Abteufen nach dem Gefrierverfahren und der Verfestigung nach dem Versteinungsverfahren durch Zement- oder Chemikalieneinpressung gebracht.

Das Versteinungsverfahren besitzt, wo es anwendbar ist, eine Reihe besonderer Vorzüge. Die erforderlichen Einrichtungen sind einfach, billig und schnell zu beschaffen. Auch ist das Verfahren selbst verhältnismäßig schnell durchzuführen, da nur wenige Tage zum Erhärten des Zements in den Gebirgsspalten notwendig sind. Als günstige Nebenwirkung stellt sich heraus, daß das Gebirge ebenso wie die Schachtwandung verfestigt und gesichert wird. Das Versteinungsverfahren versagt freilich, wenn es sich um tonige, schlammige Schichten oder feinen Schwimmsand handelt. Die Herstellungskosten eines Bergbauschachtes nach dem Versteinungsverfahren betragen etwa die Hälfte der Ausbaukosten nach dem Gefrierverfahren.

Das Gefrierverfahren ist hinsichtlich Leistung und Kosten dem Versteinungsverfahren unterlegen. Für das Gefrierverfahren spricht dagegen insbesondere, daß es von der Art des Gebirges nur in geringem Grade abhängig ist. Es ist ferner hervorzuheben, daß das Gefrierverfahren mit nur wenig Fehlschlägen zu rechnen gehabt hat und in den weitaus meisten Fällen zum Ziele führt. In seiner heutigen Ausgestaltung kann es nach den großen Erfahrungen im Bergbau als durchaus sicher angesehen werden und hat das auch im Tiefbau bei allen bisherigen Anwendungen bewiesen, wo es sach- und fachgemäß geplant und durchgeführt wurde. Aus Erfahrungen im Bergbau beim Ausbau von Schächten mit 6 m Durchmesser stehen folgende Vergleichszahlen zur näheren Beurteilung zur Verfügung, und zwar für Tiefen von 0 bis 100 m [5].

Zusammenstellung XI

Abteufverfahren	Kosten in RM pro 1 m Tiefe (vor 1939)	Monatliche Leistung in m
Gefrierverfahren mit Ausbau durch einfachen Tübbingring	6000 RM	10 bis 20
Versteinungsverfahren im Mergel (Mergelschiefer) unter den Verhältnissen des Ruhrbezirks mit Betonausbau (ohne Arbeitsüberraschungen)	3000 RM	20 bis 35

B. Anwendungen im Ingenieurbauwesen

VII. Schachtähnliche Bauwerke [5, 54, 55, 56, 57]

a) Ältere Anwendungsversuche in Deutschland [58, 18, 2]

Als im Jahre 1884 Werner v. Siemens seine ersten Pläne für den Ausbau des Schnellbahnnetzes in Berlin aufstellte, dachte er schon daran, bei der Bauausführung von Untergrundbahnstrecken das Gefrierverfahren in Anwendung zu bringen. Die Grundwasserabsenkung mit Filterbrunnen war damals noch nicht allgemein bekannt, so daß die Herstellung von Unterpflastertunneln in dem sandigen, grundwasserführenden Untergrund von Berlin in offener Baugrube nur durch vollständige Abdämmung der Baugrubenwände und -sohle möglich erschien. Werner v. Siemens sah in dem um diese Zeit nach den ersten Erfolgen im Bergbau bekanntgewordenen Poetsch'schen Gefrierverfahren die Lösung der schwierigen Bauaufgabe. Die Notwendigkeit, die beiderseits der Baugrube herzustellenden Frostmauern durch eine abdichtende Frostsohle zu verbinden, wurde erkannt; zu diesem Zweck sollten die beiderseits der Baustrecke vorgesehenen Gefrierrohre (um eine Verteuerung des Verfahrens durch zusätzliche Gefrierrohre in der Baugrubenmitte zu vermeiden) mit einer starken Neigung in der Querrichtung angeordnet werden, um einen Zusammenschluß der beiden geneigten Frostmauern unter der Tunnelsohle zu bewirken (Bild 27).

Durch fortlaufende Wiederverwendung der Gefrierrohre nach ihrem Ausbau in den bereits ausgeführten Tunnelstrecken hoffte Siemens eine wirtschaftlich erträgliche Leistung zu erreichen. Ungeklärte Fragen der Bauausführung sollten durch eine Probeanlage in Budapest gelöst werden, wo ebenfalls ein unterirdisches Verkehrsnetz geplant wurde. Die in den folgenden Jahren durch die Grundwasserabsenkung bei den in Frage kommenden Tiefen erzielten Erfolge haben dazu geführt, daß der Plan einer Gefriergründung beim Untergrundbahnbau nicht weiter verfolgt wurde.

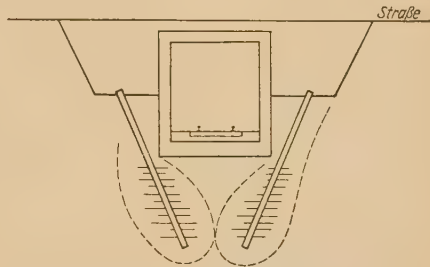


Bild 27. Offene Baugrube für die Untergrundbahn in Berlin nach dem Gefrierverfahren. Vorschlag von Werner von Siemens

Bei der Gründung eines Maschinenkellers neben den Mauerfundamenten des Berliner Großgeschäftshauses Hertzog (1906 ^{*)}), die unter den Grundwasserspiegel hinabreichte, sollte die Kellerbaugrube innerhalb einer Spundwand durch offene Wasserhaltung trocken gehalten werden. Die Absenkungstiefe betrug 4 bis 5 m. Bei dem Bodenaushub traten Bewegungen der Spundwand sowie Bodenbewegungen in der Baugrube ein, die auf Undichtigkeiten der Spundwand zurückgeführt wurden, wahrscheinlich aber die Folgen eines Grundbruches waren. Das Verfahren der Grundwasserabsenkung mittels Filterbrunnen war zwar schon in Berlin angewandt worden, seiner breiten Anwendung standen jedoch anfänglich auch in Fachkreisen Bedenken wegen angeblicher Gefahren für die Standsicherheit benachbarter Gebäude entgegen. Ein nochmaliges Rammen einer tieferen Spundwand wurde als gefährlich für das benachbarte Geschäftshaus angesehen. Deshalb wurde versucht, die vorhandene Spundwand durch eine außerhalb errichtete Frostmauer nach dem Gefrierverfahren zu verstärken. Um die Baugrube herum wurden 120 Gefrierrohre bis 5 m unter die künftige Kellersohle eingebaut, was 2 Monate dauerte, während die Frostmauer nach weiteren 1½ Monaten gebildet war. Es wurde sodann nochmals mit offener Wasserhaltung der Versuch gemacht, die Baugrube bis unter die Gründungssohle trocken zulegen, wobei aber neuerdings Bodenbewegungen entstanden. Die Mißerfolge führten dazu, daß der Vorfall allgemein bekannt wurde und daß schließlich das für die Berliner Bodenverhältnisse geeignete Verfahren der Grundwasserabsen-

^{*)} An der Gertraudenbrücke am Spittelmarkt.

kung mit Filterbrunnen vorgeschlagen und angewendet wurde; es brachte den erhofften Erfolg.

Man kann auch bei diesem Anwendungsversuch des Gefrierverfahrens nicht von einem Mißlingen der Gefriergründung, sondern nur von einer falschen, unzureichenden Anwendung sprechen. Die Gründungsaufgabe hätte auch mit dem Gefrierverfahren allein gelöst werden können, wenn außer der umschließenden Frostmauer noch die Sohle der Baugrube durch Gefrieren verfestigt worden wäre; die Herstellung der Frostsohle hätte wenigstens 200 weitere Gefrierrohre erfordert und zu ganz untragbaren Kosten geführt.

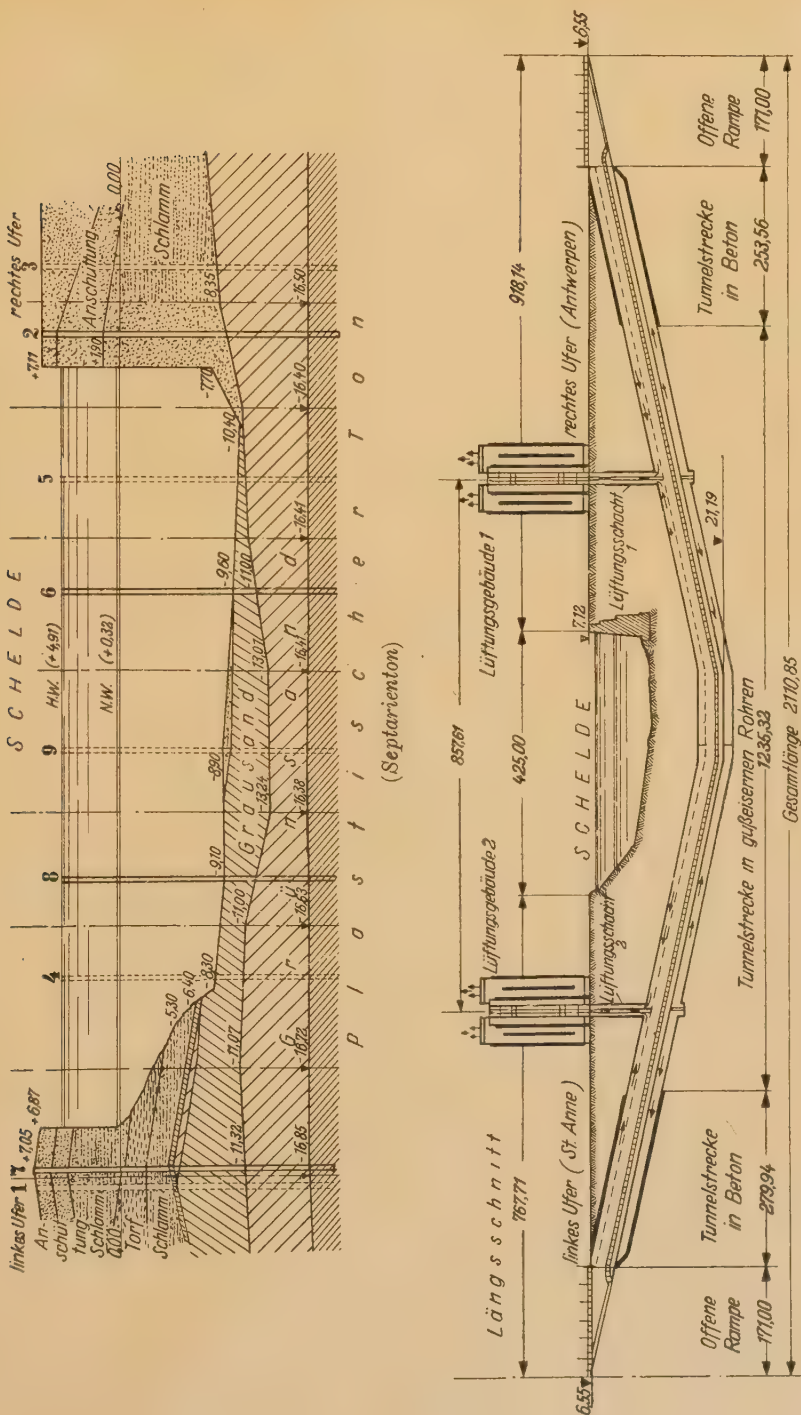
Auch bei der Projektierung der großen Seeschleusen an der deutschen Nordseeküste bei Emden und Holtenau mit der für die damalige Zeit sehr ansehnlichen Gründungstiefe von rd. 20 m unter dem Grundwasserspiegel wurde die Anwendung des Gefrierverfahrens ernstlich in Erwägung gezogen. Man war zunächst über die Eignung, Leistung und Wirtschaftlichkeit des damals ganz neuartigen Grundwasserabsenkungsverfahrens noch unsicher, da eine Anwendung unter ähnlichen schwierigen Bedingungen (große Gründungsflächen, bis dahin noch nicht vorgekommene Absenkungstiefen, wechsellagerter Aufbau des Baugrundes aus verschiedenen Sanden und bindigen Schichten) nicht stattgefunden hatte. Für die rd. 19 m unter Wasserspiegel hinabreichenden Baugruben der Torkammern der Seeschleuse Emden wurden Versuche mit dem Gefrierverfahren durchgeführt und für die 22 m unter Wasserspiegel zu gründende Seeschleuse Holtenau (Nord-Ostsee-Kanal) Vergleichsentwürfe für eine Grundwasserabsenkung und die Anwendung des Gefrierverfahrens aufgestellt. Es war geplant, rings um jede Torkammer eine 6 bis 8 m starke Frostmauer herzustellen. Zu diesem Zweck sollten nach Aushub der Baugrube bis zum Grundwasserspiegel rings um jede Torkammer je zwei Gefrierrohrkränze niedergebracht werden, die den ungewöhnlich großen Durchmesser von rd. 65 m hatten. Innerhalb dieser frostfesten Ringmauern sollten außerdem Frostplatten unter der Gründungssohle der Torkammern hergestellt und zu diesem Zweck Gefrierrohre mit einer besonderen Vorrichtung eingebaut werden, die es gestattete, beim Umlauf der Lauge die Abgabe der Kälte auf die Höhe der 8 bis 10 m dicken unteren Frostplatte zu beschränken. Die durch diese Maßnahme übermäßige Verteuerung des Gefrierverfahrens gegenüber einer Grundwasserabsenkung trug mit dazu bei, der Grundwasserabsenkung den Vorzug zu geben. Die bei Schleusenbauten sowie beim Untergrundbahnbau in Berlin erzielten Erfolge bei der Herstellung offener Baugruben mit künstlicher Grundwasserabsenkung führten in der Folgezeit dazu, daß die Anwendung des Gefrierverfahrens bei breiten Baugruben und für Tiefen bis etwa 25 m nicht mehr in Betracht gezogen wurde. Trotzdem wurde der Gedanke nicht aufgegeben, die zweifellos vorhandenen Vorteile des Gefrierverfahrens in geeigneten Fällen bei Grundbauten im Bauwesen auszunutzen, wie die folgenden Beispiele beweisen.

b) Lüftungs- und Zugangsschächte der beiden Scheldetunnel in Antwerpen [59]

b.1. Bauwerks- und Baugrundverhältnisse.

Die beiden Verkehrstunnel verbinden die auf dem rechten Scheldeufer gelegene Stadt Antwerpen mit dem Vorort St. Anne auf dem linken Ufer. Der der Tide unterworfenen Strom hat eine Breite von rd. 400 m, sein Bett ist durch Schlammablagerungen abgedichtet. Der stromab gelegene Straßentunnel hat einschließlich der beiderseitigen Rampen eine Gesamtlänge von 2111 m (Bild 28a), davon sind in der Mitte 1235 m mit Schildvortrieb unter Druckluft und die anschließenden Rampen unter Grundwasserabsenkung ausgeführt worden. Der Außendurchmesser des Schildes betrug 9,40 m. Auf jedem Ufer war ein Entlüftungsgebäude zu errichten und durch Ventilationschächte von 15 · 16 m² Grundrißfläche mit dem Tunnel zu verbinden. Diese Schächte haben einen gegenseitigen Abstand von 858 m. Der Schildvortrieb begann vom rechten Ufer aus, und die Schächte — zuerst der auf dem rechten Ufer — mußten jeweils fertig sein, wenn der Schildvortrieb den Schacht erreichte.

Der rd. 1 km stromauf gelegene Fußgängertunnel hat eine Gesamtlänge von rd. 500 m (Bild 28b). Er ist auf jedem Ufer durch einen kreisrunden Fahrstuhlschacht mit 11,6 m Außendurchmesser, der zugleich zur Entlüftung dient, und durch eine Rolltreppenanlage zugänglich (Bild 29a). Die Rolltreppe ist in zwei 30° gegen die Waagerechte



geneigten, kreisrunden, in Stahlbeton ausgeführten Stollen (Galerien) mit Außendurchmessern von 5,9 m untergebracht. Der obere Stollen geht von dem über dem Fahrstuhlschacht errichteten Zugangsgebäude aus bis zu einem in 26 m Achsabstand vom Fahrstuhlschacht befindlichen unterirdischen (Blindschacht) Wende- und Maschinenschacht von 13,6 m Außendurchmesser. Der zweite Stollen führt vom Wendeschacht schräg abwärts zum Fahrstuhlschacht, an den sich der eigentliche kreisförmige waagerechte Fußgängertunnel mit einem Außendurchmesser von 4,74 m anschließt (Bild 29a).

Bei dem Fußgängertunnel waren ebenfalls zuerst die Schächte auf dem rechten Ufer zu bauen, sodann war der Schild auf der fertigen Sohle des Fahrstuhlschachtes aufzustellen und unter dem Strom (mit rd. 4 m Mindestabstand von der Oberfläche der unteren Tonschicht) zum linken Ufer vorzutreiben. Während des Vortriebs mußten dort der Fahrstuhl- und Wendeschacht nebst den Stollen für die Rolltreppen erstellt werden, so daß der Schild an den Fahrstuhlschacht anschließen und dort ausgebaut werden konnte. Für alle Schachtbauwerke war für die tragenden Teile eine Stahlbetonkonstruktion vorgesehen.

Der Baugrund bestand an den vier Schachtbaustellen der beiden Tunnel (vgl. Bild 28b) vom Gelände aus zunächst aus einer 6 bis 7 m starken Aufschüttung aus sandigem und tonigem Material, darunter folgten grundwasserführende Sand- und Feinsandschichten, bei dem Straßentunnel von 20 bis 21 m Stärke, bei dem Fußgängertunnel von 17 bis 19 m Stärke. Es folgte schließlich der feste, dichte Ton (*argile plastique rupelienne*) in größerer nicht erbohrter Dicke. Die Oberfläche des Tones ist nahezu waagrecht und sehr gleichmäßig und liegt beim Straßentunnel rd. 27 bis 29, beim Fußgängertunnel rd. 24 m unter Gelände. Der plastische Ton ist guter, tragfähiger Baugrund und kann bis 10 kg/cm² belastet werden.

Der Grundwasserspiegel liegt bei beiden Tunneln bis etwa 21 m über dem Ton. Die Grundrißflächen der Schachtbauwerke waren verhältnismäßig klein, jedoch gegenüber Bergwerksschächten so groß (330 bis 520 m²), daß eine auftriebssichere Sohle der Baugrube nicht entbehrt werden konnte, da ein sicheres Durchfrieren des Kerns innerhalb ringförmig die Baugruben umschließender Gefrierrohre nicht erwartet werden konnte. Die kostspielige Herstellung einer Gefriersohle konnte aber erspart werden, da die feste, dichte, durchgehende und tiefreichende Tonschicht ihre Aufgabe übernehmen konnte.

Da das Grundwasser rd. 21 m über dem Ton steht, während die Schächte 22 bis 33 m tief unter Wasser bis in den Ton zu gründen waren, so war die Aufgabe auch mit Grundwasserabsenkung oder Druckluft zu lösen. Obwohl beide Verfahren bei diesen Tunnelbauten in großem Umfang Verwendung fanden, wurde trotzdem bei den Schächten das Gefrierverfahren als drittes Verfahren gewählt. Ausschlaggebend war hierbei der erhoffte und auch erreichte Zeitgewinn bei einer sehr knappen Gesamtbauteit, der mit den beiden anderen Verfahren hier nicht zu erzielen war; daneben konnte die kostspielige Einrichtung viermal nacheinander ausgenutzt werden, was neben den vorerwähnten günstigen örtlichen Bedingungen (Tonschicht, verhältnismäßig kleine Gründungsfläche) die Mehrkosten der Gefriergründung in erträglichen Grenzen hielt.

b₂. Gründung der Lüftungsschächte des Straßentunnels.

Gleich nach dem Beginn der Aushubarbeiten der Tunnelrampe in offener Baugrube (1. März 1931) wurde mit den Einrichtungsarbeiten für die Abteufung des Lüftungsschachtes am rechten Ufer nach dem Gefrierverfahren begonnen. Die Unterkante der Schachtsohle (Gründungstiefe) sollte mindestens 1 m unter der Oberfläche der erwähnten Tonschichten und damit hier 28 m unter Gelände liegen. Der Ausbruchquerschnitt des Schachtes hatte einen Durchmesser von 20,5 m, war also 330 m² groß. 116 Gefrierrohre wurden zu je 58 Stück auf zwei Ringen um den Schacht mittels Bohrung bis 2 m in den Ton niedergebracht (Gesamttiefe 29 m); der äußere Rohrkranz hatte 26 m Ø, der innere 23,8 m Ø. Die Rohre standen verhältnismäßig dicht: außen mit 1,4 m, innen mit 1,3 m Abstand; dadurch wurde die Bildung der Frostmauer beschleunigt. Ihre Stärke war nach 4 Monaten, wie sich beim Durchbruch des Schildes ergab, auf 5,0 m angewachsen. Die Köpfe der Gefrierrohre, deren Fallrohre 5 cm Ø hatten, und die Zu- und Ableitungsrohre der Kühllauge wurden gegen Kälteverluste durch überdeckte Betonkanäle geschützt.

Die Gefriermaschinen wurden in einer Baracke von $26 \cdot 10 \text{ m}^2$ Grundriß untergebracht; daneben befand sich ein Kühlwasserbecken von $10 \cdot 11 \text{ m}^2$ Grundriß (vgl. Bild 30a). Die Maschinenanlage (vgl. Bild 30b) bestand aus einem Zwei-Zylinder-Ammoniakverdichter (Kompressor) 250 PS mit 4 Refrigerator-Behältern und 14 Berieselungsverflüssigern sowie einem Ein-Zylinder-Ammoniakverdichter 90 PS mit 2 Refrigeratoren und 6 Verflüssigern. Dazu kamen 2 Kühlwasserpumpen je 10 PS und 2 Pumpen für die Kühllauge je 50 PS. Der Maschinenantrieb erfolgte elektrisch. Die Kühllauge wurde auf -20° C abgekühlt.

Für den Ausbruch und die Betonierung waren 2 Schachtaufzüge in Betrieb; der Schacht wurde durch ein am Schachtgerüst angebrachtes Dach gegen Witterungseinflüsse geschützt. Beim Ausbruch erwies sich die Frostmauer so fest, daß keinerlei Aussteifung (bei $20,5 \text{ m } \varnothing$!) nötig war. Der obere Wandteil (etwa 6 bis 7 m) wurde durch Segeltuchplane gegen Kälteverluste geschützt (vgl. Bild 31 u. 32). Die Schachtauskleidung bestand aus einer gegen die Frostwand gemauerten Ziegelschutzschicht, auf die eine Dichtungshaut aus Asphalt mit einer Jutelage aufgebracht wurde; unmittelbar anschließend an die Abdichtung folgten die Bewehrung, Einschalung und Betonierung der tragenden Stahlbetonkonstruktion. Der Ausbruch dauerte einen Monat, die Auskleidung (einschließlich der Betonierung) ebenfalls einen Monat.

Der zweite 30 m tiefe Lüftungsschacht auf dem linken Ufer wurde anschließend in der gleichen Weise vorgetrieben; er war fertig, als der Schild ihn nach Unterquerung des Scheldebettes erreichte.

b₃. Gründung der Zugangsschächte und Rolltreppenstollen des Fußgängertunnels.

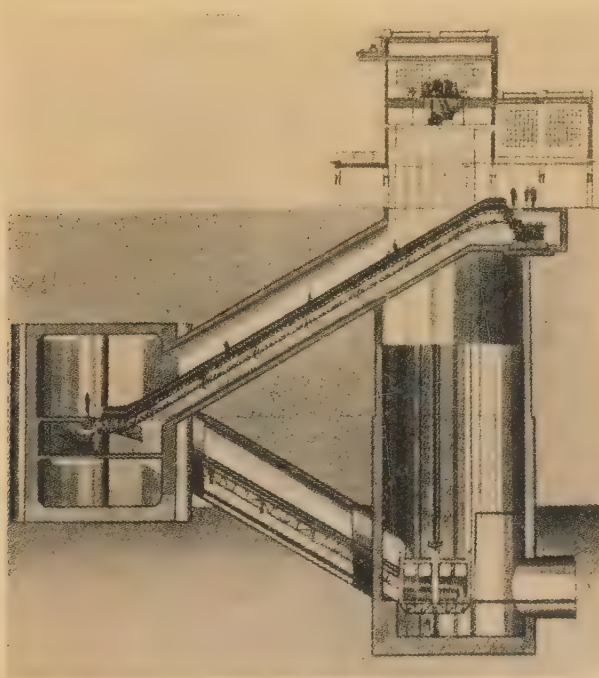


Bild 29a. Schnitt durch die Schachtanlage des Fußgängertunnels (Fahrstuhl-, Wendeschacht und Rolltreppenstollen) [59]

Die Bauarbeiten dieses Tunnels begannen am 28. Juni 1931. Auch hier wurde die Schachtanlage des rechten Ufers zuerst ausgeführt (vgl. Bild 29b). Das Gelände lag um rund 2 m tiefer als beim rechten Lüftungsschacht des Straßentunnels. Der 11,6 m in den Ton hinab-

zuführende kreisrunde Fahrstuhlschacht mit einem Außendurchmesser von 11,6 m hatte eine Gesamttiefe von 36,6 m, dagegen war der im Durchmesser 13,2 m messende Wendeschacht nur 1 m tief im Ton, d.h. 26 m unter Gelände zu gründen. Um den Aufzugsschacht wurde ein Gefrierrohrring von 15,5 m $\varnothing$ mit 48 Rohren, um den Wendeschacht ein Ring von 17 m $\varnothing$ mit 52 Rohren angelegt; außerdem wurden für den Bau der Stollen

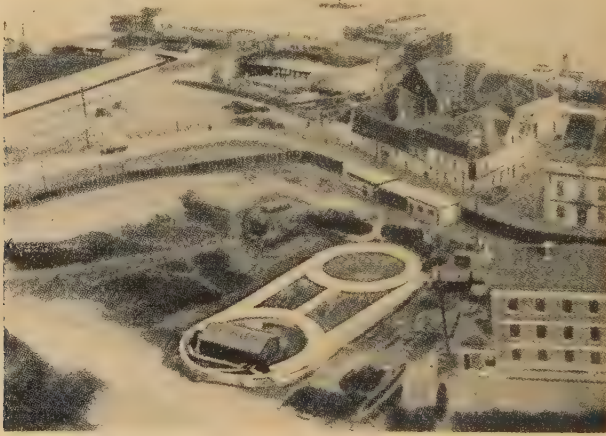


Bild 29b. Blick auf die Gefrieranlage der beiden Schächte des Fußgängertunnels auf dem rechten Ufer. (Die überdachten Betonkanäle verdeutlichen die Anordnung der Gefrierrohre) [59]

der Rolltreppen noch 37 Gefrierrohre ungefähr auf den Außentangenten der beiden Ringe sowie 8 Rohre auf der die Mittelpunkte verbindenden Achse gebohrt (vgl. auch Bild 29b). Insgesamt wurden für die rd. 500 m² große Grundfläche 145 Gefrierrohre von rd. 27 m Bohrtiefe vorgesehen, die alle 2 m in den Ton reichten; den mittlere Rohrabstand war 1,0 m. Die Rohre wurden an die nach Fertigstellung der Schächte des Straßentunnels frei gewordene und umgesetzte Gefrieranlage angeschlossen. Bild 29b zeigt einen Blick auf die Baustelle und läßt die überdachten Betonkanäle zum Schutz der Gefrierrohrköpfe und Rohrleitungen erkennen.

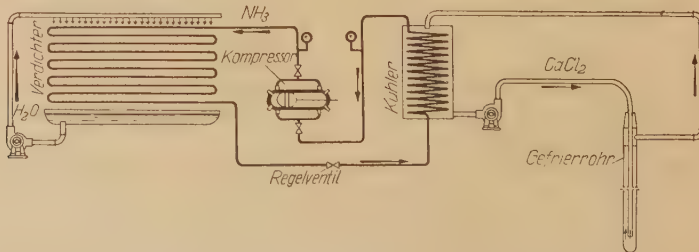


Bild 30a. Schematische Anordnung der Gefrieranlage für das Abteufen der Luftschächte des Scheldetunnels in Antwerpen [59]

Durch die Frosteinwirkung bildeten sich um die beiden Schächte ringförmige Frostmauern, die untereinander durch drei Frostwände verbunden waren. Zuerst wurden die beiden Schächte mit Hilfe eines Portalkranes ausgebrochen und in gleicher Weise wie die Lüftungsschächte ausgekleidet. Hierbei wurde im Fahrstuhlschacht noch in rd. 10 m Tiefe unterhalb der Frostmauer im trockenen Ton gearbeitet. Bild 31 gewährt einen

Blick von oben in einen der ohne Aussteifung ausgebrochenen Schächte. Die freistehende Frostwand ist deutlich zu erkennen; oben ist sie durch Segeltuchplane gegen Frostverluste geschützt (vgl. Bild 32). Der Wendeschacht wurde in 6,5 m Tiefe unter Gelände durch eine Stahlbetondecke abgeschlossen und bis Geländehöhe mit Boden verfüllt (vgl. auch

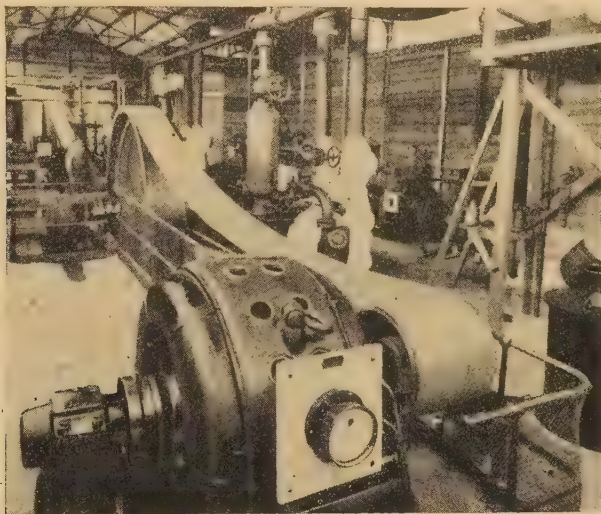


Bild 30 b. Aufnahme der Maschinenhalle der Gefrieranlage im Betrieb [59]

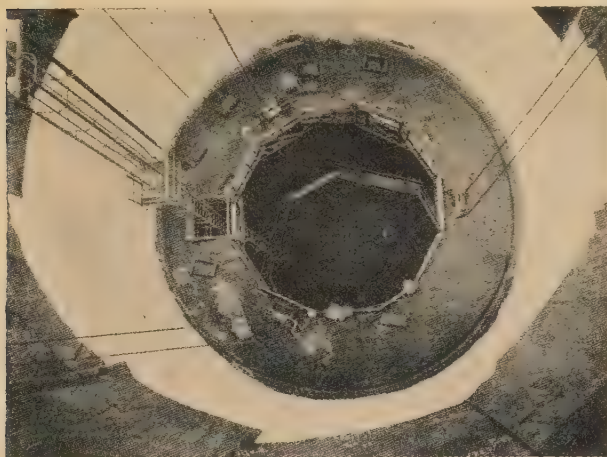


Bild 31. Abteufen der Zugangsschächte für den Fußgängertunnel in Antwerpen unter der Schelde. Blick in den Fahrstuhlschacht des rechten Ufers [59]

Bild 29a). Bild 32 gibt ein Bild der Baustelle mit dem fahrbaren Portalkran und der Baustelleneinrichtung während des Ausbaues der Schächte. Für den Bau der schrägen Rolltreppenstollen und ihren Anschluß an die beiden Schächte mußten einige Gefrierrohre der ringförmigen Frostmauern entfernt werden. Diese Arbeit erforderte große Vorsicht, da durch die Fortnahme von Gefrierrohren dem Grundwasser und Fließsand der Weg geöffnet wird. Da jedoch die Frostmauern und -wände genügend dicht an die bereits betonierte Schächte anschlossen, genügten einige Filterbrunnen zur Entfernung

des noch innerhalb der geraden Frostmauern befindlichen Wassers und zur Behebung aller Schwierigkeiten.

Während der Schild vom Fuße des Fahrstuhlschachtes angesetzt und vorgetrieben wurde, wurde die gleichartige Doppelschachtanlage auf dem linken Ufer fertiggestellt. 16 Monate

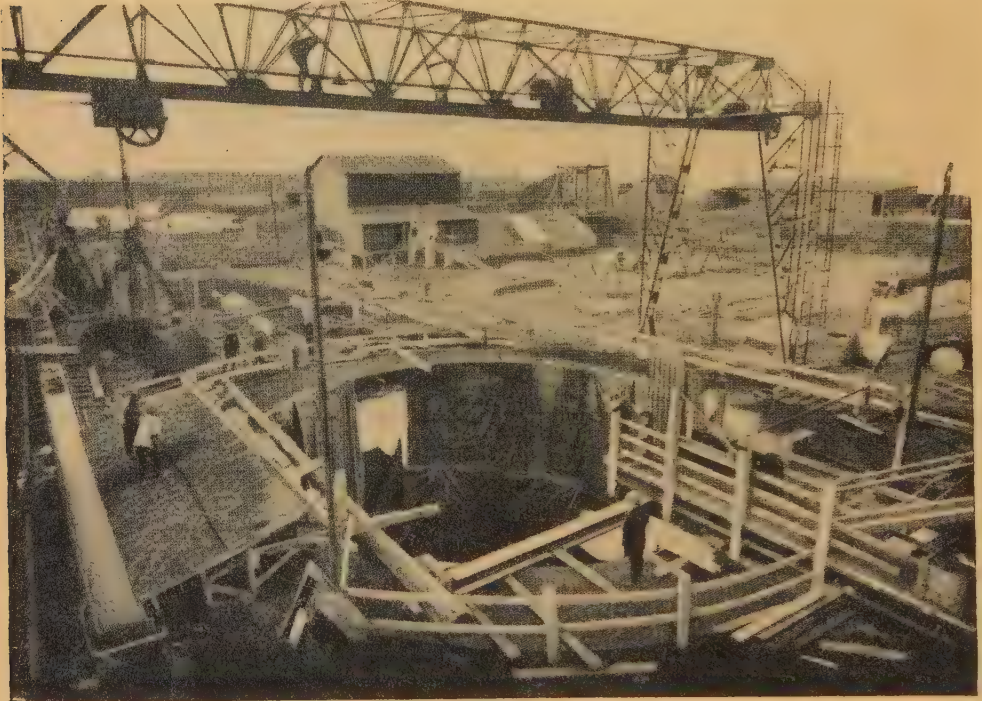


Bild 32. Ansicht der Baustelleneinrichtung des Fußgängertunnels am linken Ufer der Schelde mit dem Portalkran über den Fahrstuhlschächten [59]

nach Baubeginn waren beide Schachtanlagen fertig, der Schildvortrieb beendet, und es verblieb nur die Ausführung des inneren Ausbaues. Beide Tunnel wurden im Jahre 1933 in Betrieb genommen.

Obwohl bei den in Antwerpen bestehenden Boden- und Tiefenverhältnissen andere Bauverfahren anwendbar waren, hat sich die Gefriergründung durch den erreichten Zeitgewinn bewährt. Ihre Anwendung kann als die erste planmäßige, erfolgreiche Ausführung bei einer größeren schwierigen Tiefbauaufgabe angesehen werden. Besonders bemerkenswert war neben der programmäßigen Durchführung die Vermeidung schwieriger Baugrubenaussteifungen.

c) Schwimmerschächte der Schiffshebewerke bei Magdeburg [60, 61]

c₁. Aufgabe der Hebewerke.

Der Mittellandkanal überquert, entsprechend der gewählten Linienführung und Höhenlage, in einer längeren Haltung von Westen kommend, nördlich von Magdeburg die Elbe auf einer Kanalbrücke und steigt am rechten Ufer bei Hohenwarthe mit einem doppelten Schiffshebewerk zum Wasserspiegel des dort vorhandenen nach Berlin führenden Kanalabschnitts ab. Auf dem linken Ufer war bei Rothensee ein Abstieg zu schaffen, um den Verkehr vom Westen nach Magdeburg und umgekehrt ohne Umweg zu ermöglichen. Hier genügte ein einfaches Hebewerk, weil nur der abzweigende Verkehr zu bewältigen ist, während in Hohenwarthe der Durchgangsverkehr von Westdeutschland nach Berlin in

beiden Richtungen in Frage kommt. Das Gefälle schwankt in Rothensee je nach den Wasserständen der Elbe zwischen 18,67 m und 10,53 m, dagegen ist es in Hohenwarthe fast gleichbleibend 18,60 m groß.

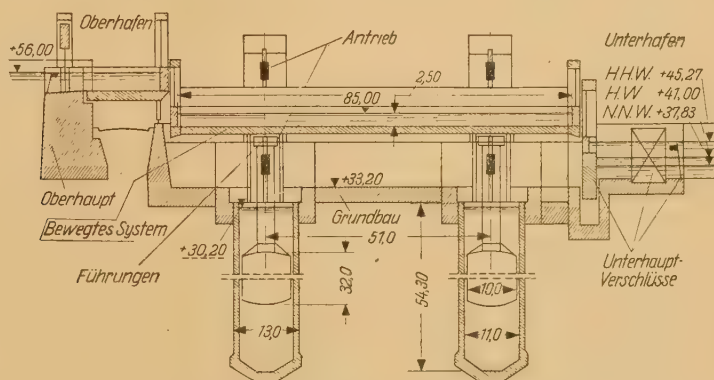


Bild 33. Grundsätzlicher Aufbau des Schiffshebewerkes Magdeburg-Rothensee. Längsschnitt mit Hauptmassen [60]

Während bei früher gebauten Schiffshebewerken, die mit Schwimmern ausgerüstet sind (z. B. Henrichsburg), eine größere Anzahl von Schwimmern und entsprechend viele Schwimmerschächte gebaut wurden, wurden für Rothensee und Hohenwarthe für jedes einzelne Hebewerk nur zwei Schwimmer und zwei Schächte vorgesehen. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß der Schiffstrog, welcher die Schiffe aufnimmt, statisch bestimmt gelagert werden kann. Andererseits müssen die Schwimmer bedeutend größer ausgeführt werden, und daraus ergab sich in Verbindung mit dem fast 19 m betragenden Gefälle eine wesentlich größere Tiefe der Schwimmerschächte unter dem Spiegel der unteren Haltung, nämlich rd. 70 m. Maßgebend für die Größe und Höhe der Schwimmer und damit auch für die Tiefe der Schächte ist auch die Abmessung der Schiffe und als Folge davon das Gewicht des Troges einschließlich seiner Wasserfüllung. Bei einer Ladefähigkeit der Schiffe von 1000 t erhielt der Schiffstrog eine Länge von 85 m, eine Breite von 12 m und eine Wassertiefe von 2,5 m. Das Gesamtgewicht des fahrbaren Teils beträgt 5400 t oder je Schwimmer 2700 t. Die Schwimmer wurden als eiserne Hohlzylinder von 10 m Durchmesser und rd. 36 m Höhe mit Kuppelabschlüssen konstruiert. Die wassergefüllten Schwimmerschächte, in denen sich

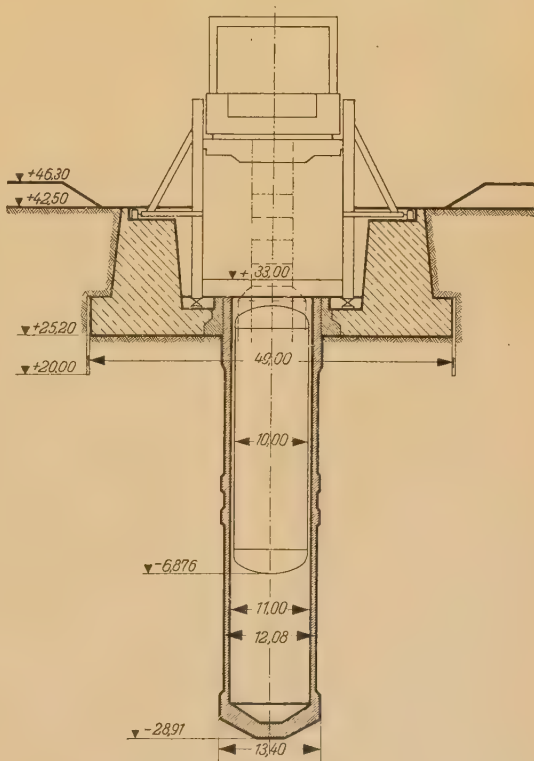


Bild 34. Schiffshebewerk Rothensee. Querschnitt 1:1000 [80]

Die Schwimmer wurden als eiserne Hohlzylinder von 10 m Durchmesser und rd. 36 m Höhe mit Kuppelabschlüssen konstruiert. Die wassergefüllten Schwimmerschächte, in denen sich

die Schwimmer auf- und abwärts bewegen (vgl. Bild 33 u. 34) haben einen Abstand von Mitte zu Mitte von 51 m und einen Innendurchmesser von 11 m.

Um den Trog in tiefster Lage an die untere Haltung einfahren zu können, mußte in das Gelände ein Becken eingeschnitten werden, die sogenannte Trogkammer. Da die niedrigsten Wasserstände der unteren Haltungen nahezu dem normalen Grundwasserspiegel entsprechen, liegen die Trogkammern größtenteils unter dem Grundwasserspiegel.

c₂. Schiffshebewerk Rothensee.

In Bild 33 ist der Längsschnitt des Schiffshebewerks dargestellt, in Bild 34 ein Querschnitt; der Aufbau des Baugrundes ist aus Bild 35 ersichtlich. Das Gelände liegt auf N.N. + 42,50, der Grundwasserspiegel auf rd. + 39,50. Der Aufbau des Untergrundes ist folgender: Unter einer dünneren Lage von Elbschlick findet sich bis etwa + 26,0 grundwasserführender Kiessand, darunter folgen von oben nach unten Geschiebemergel, Septarienton und Grünsand. Der Grünsand führt ebenfalls Grundwasser. Es folgt dann mit der Oberkante auf + 0,45 Fels, bestehend aus Grauwacke und Tonschiefer, bis in größere Tiefen. Die Felsschichten sind klüftig und wasserführend. Als Gründungsunterkante ergab sich die Ordinate - 28,91, d. h. eine Gesamttiefe unter Gelände von 71,41 bzw. fast 70 m unter dem Grundwasserspiegel. Damit war eine Gründungsaufgabe mit einer Tiefe unter dem Grundwasserspiegel gestellt, die bisher im Bauwesen nicht vorgekommen ist. Bei der Planung wurde auch eine Gründung der Schächte unter Zuhilfenahme von Spundwandumschließung und Grundwasserabsenkung erwogen. Man nahm jedoch von dieser Methode Abstand, weil mit der großen Tiefe der künstlichen Absenkung erhebliche Nachteile für den gesamten Grundwasserhaushalt der Umgebung verbunden sind, eine längere Bauzeit erforderlich gewesen wäre und mit nicht von vornherein zu überschendenden Schwierigkeiten und hohen Kosten gerechnet werden mußte. Auch das Druckluftverfahren schied bei der großen Tiefe aus. Als einzigstes erfolgversprechendes Bauverfahren wurde die Gefriergründung gewählt, bei der die Bekämpfung des Wasserandrangs in den verschiedenen wasserführenden Bodenschichten (Kiessand, Grünsand und klüftiger Fels) in einem einzigen Arbeitsvorgang möglich ist.

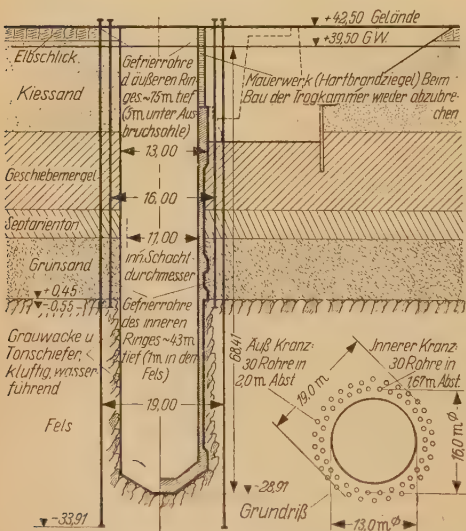


Bild 35. Anordnung der Gefrierrohre in Rothensee [60]

Die Abteufung der beiden Schächte wurde gleichzeitig vom vorhandenen Gelände aus vorgenommen, bevor die Trogkammer gebaut wurde. Der Ausbruchdurchmesser wurde mit 13,0 m festgelegt und jeder Schacht mit einem doppelten Ring von je 30 Gefrierrohren umgeben, so daß auf jeden Schacht 60 Stück entfielen. Der Durchmesser des äußeren Ringes war 16 m mit einem Rohrabstand von 1,67 m. Die Rohre des inneren Ringes reichten bis 1 m unter die Oberfläche des Felsbodens, d. h. rd. 43 m unter Gelände, die Rohre des äußeren Ringes bis 5 m unter Gründungssohle, also 76,5 m unter Gelände (Bild 35). Bild 36a zeigt die gesamte Baustelleneinrichtung über Tage mit der Maschinenanlage, den Bohrtürmen und den Förderanlagen; Bild 36b zeigt das Gerüst zum Einbringen der Gefrierrohre; Bild 37 zeigt die überdeckten Betonkanäle (Gefrierkeller) zum Schutz der Gefrierrohre des ersten Schachtes, dahinter sind die Bohrtürme für den Einbau der Gefrierrohre des zweiten Schachtes zu erkennen. Die Wandfläche des ausgebrochenen Schachtes hatte eine Temperatur von -10°C . Sämtliche Arbeiten verliefen planmäßig.

Zur Auskleidung der Schächte (Bild 38) gegen die Frostwand wurde zunächst als Schutzschicht eine ringförmige Betonwand von 0,20 m Stärke aus Tonerdezement-Beton

mit 400 kg Zement/m³ Beton aufgebracht. Auf die Innenseite wurde eine 1 cm starke Bitumenschicht aufgespritzt, welche die Aufgabe hatte, nach dem Auftauen die nach innen folgende tragende Schachtverkleidung gegen Feuchtigkeit zu schützen. Diese tragende Wand ist doppelt und setzt sich aus einem äußeren Betonmantel von 0,50 m Stärke und einem inneren Eisenzyylinder aus gußeisernen Tübbingen von 4 cm Wandstärke



Bild 36a. Herstellung der Schwimmerschächte für das Schiffshebewerk Rothensee. Ansicht der gesamten Baustelleneinrichtung über Tage [60]

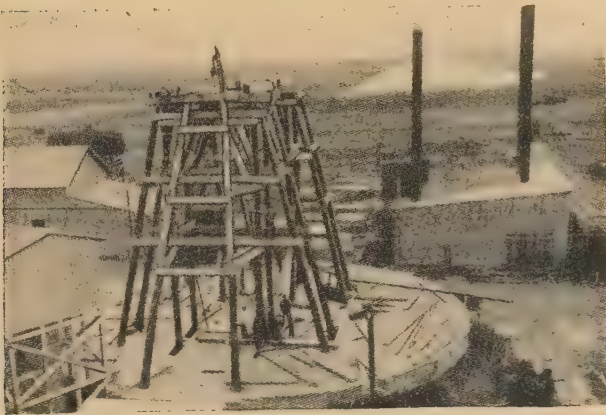


Bild 36b. Rothensee, Fördergerüst [60]

zusammen. Zuerst wurden die Tübbinge im Abstand von 0,50 m (in den weichen Gebirgsschichten) von der Bitumenschicht aufgestellt, die einzelnen Teile wurden verschraubt und die Fugen mit Blei verstemmt. Sodann wurde der Raum zwischen der Tübbingwand und der äußeren Schutzwand durch eine Portlandzement-Betonschicht (0,50 m stark) mit einem Zementgehalt von 400 kg/m³ Beton ausgefüllt. Beim Abbinden der äußeren Tonerdezement-Betonschicht wurde so viel Wärme erzeugt, daß der Beton erhärten und genügend Festigkeit erreichen konnte, be-

vor der Frost wieder durchschlug. Im Felsbereich wurde an Stelle der 0,50 m starken Betonschicht nur eine dünne Betonfüllung zwischen der Tübbingsäule und der äußeren Schutzwand eingestampft.

Der untere Abschluß des Schachtes besteht ebenso wie die Schachtwandungen von innen nach außen aus Tübbingen mit Tragbetonschicht, Bitumendichtung und Tonerdezement-Betonverkleidung.

Die eingehenden Versuche, die in einer an Ort und Stelle eingerichteten Kälteversuchsanstalt über die Einwirkung des Frostes auf frischen Beton angestellt wurden, hatten das Ergebnis, daß besondere Zusätze zum Zement, wie sie im Bergbau bei Schachtabteufen üblich sind, nicht erforderlich waren *).

*) Vgl. Abschnitt A, IV, b₂.

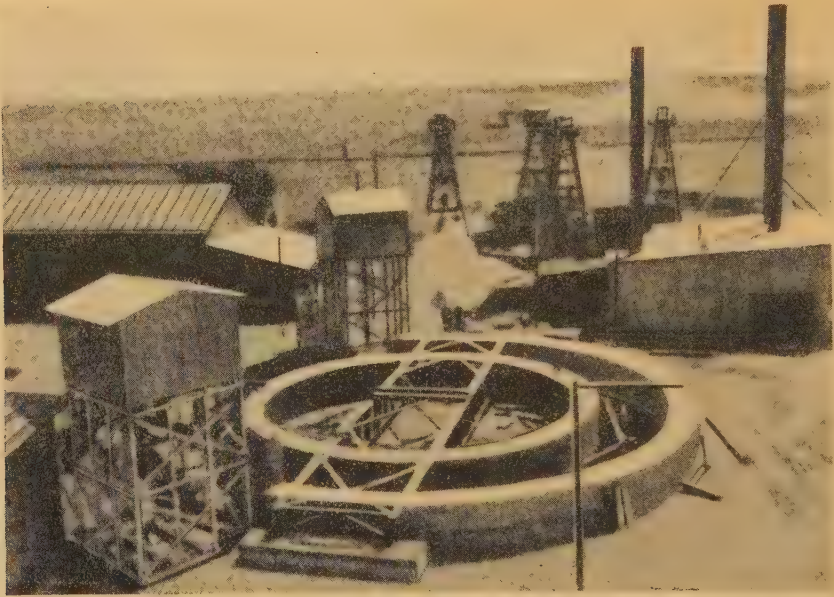


Bild 37. Abteufen der Schwimmerschächte für das Schiffshebewerk Rothensee nach dem Gefrierverfahren. Aufnahme nach Einbau der Gefrierrohre. Anschluß an einen doppelten Rohrkranz mit Zu- und Abflußleitung. Die Rohrkranze werden in überdeckten Betonkanälen gegen die Lufttemperatur geschützt. Im Hintergrund die Bohrtürme für den Einbau der Gefrierrohre des zweiten Schwimmerschachtes [61]

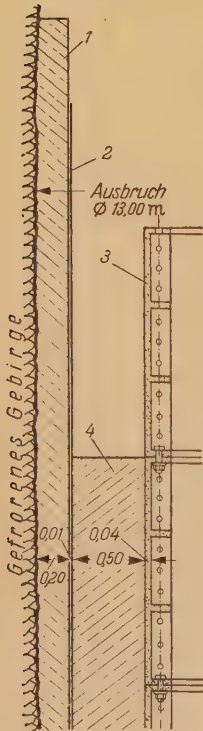


Bild 38. Auskleidung der Schwimmerschächte in Rothensee [61]

Nach Fertigstellung der Schachtauskleidung wurde zunächst die Baugrube für die Betontrogkammer unter Wasserhaltung abschnittsweise ausgehoben. Dadurch wurden die oberen 12 m der Schwimmerschächte, die nur aus Klinker-mauerwerk hergestellt waren, freigelegt (vgl. auch Bild 33 und 34) und nunmehr wieder abgetragen. Nachdem die Trogkammer selbst fertig betoniert war, schloß sich die Aufstellung des Hebewerkes an.

Die Schwimmer wurden über den mit Wasser gefüllten Schächten zusammengebaut und verschweißt und nach und nach in die Schächte abgelassen. Je nach Bedarf wurde das Wasser abgepumpt, so daß die Schwimmer jeweils in der für den Aufbau zweckmäßigen Höhenlage schwammen. Gleichzeitig wurde auf der Ostseite der Trogkammer das Führungsgerüst, welches zur Führung des Schiffstrog bei dessen Auf- und Abwärtsbewegung dient, aufgebaut. Der Schiffstrog selbst mit der dazugehörigen Trogbrücke wurde auf dem Gelände neben der Trogkammer zusammengebaut, später seitlich verschoben und auf die Schwimmer, die inzwischen mit Traggerüsten versehen waren, aufgesetzt.

Das Hebewerk wurde 1938 in Betrieb genommen. Seine Maximalleistung beträgt bei 300 Schifffahrtstagen und 16 Betriebsstunden/Tag für eine Belegung mit je einem Schiff von 1000 t in beiden Richtungen 15,2 Millionen Gütertonnen im Jahr.

c3. Doppelschiffshebewerk Hohenwarthe.

Es wurden zwei nebeneinander liegende einfache Hebewerke mit ähnlichen Abmessungen wie in Rothensee vorgesehen. Die vier Schwimmerschächte dieses Doppelhebewerks wurden gleich-

falls mittels Gefriergründung niedergebracht. Die Gründungstiefe unter Wasser betrug wie in Rothensee rd. 70 m. Auf Bild 39 ist die Gesamtanlage der Baustelleneinrichtung einschließlich der Fördertürme, die über jedem Schacht errichtet wurden, während des Abteufens ersichtlich. Schließlich zeigt noch Bild 40 einen Blick während des Aushubs der Trogkammer-Baugrube, nachdem die vier Schächte fertiggestellt waren. Die Ziegelmauerung sowie die zum Teil freigelegten Gefrierrohre sind erkennbar. Der Bau wurde während des Krieges eingestellt.



Bild 39. Doppelhebewerk Hohenwarthe an der Elbe. Baustellenansicht mit den Bohrtürmen für den Einbau der Gefrierrohre [61]

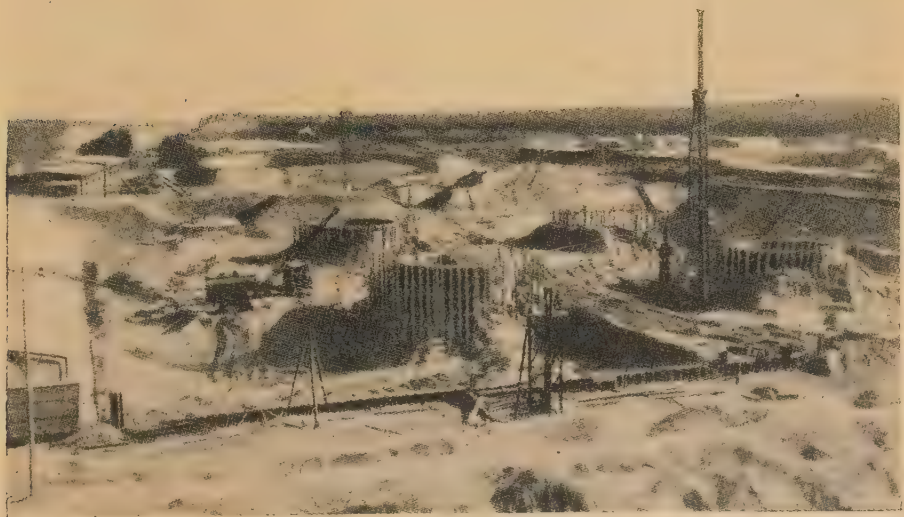


Bild 40. Doppelhebewerk Hohenwarthe; Aushub der Trogkammerbaugrube, teilweise freigelegte Verkleidungen der 4 Schächte. Rund um die Schächte sind die herausragenden Gefrierrohre zu erkennen [61]

Die Anwendung der Gefriergründung ermöglichte die einwandfreie, planmäßige Ausführung der 6 Schwimmerschächte in Rothensee und Hohenwarthe unter Bedingungen, bei denen alle anderen Gründungsverfahren ungeeignet sind.

VIII. Stollenvortrieb in Schwimmsandschichten

a) Anschluß des Pariser Untergrundbahnhofs St. Michel an die bereits fertige Seine-Unterföhrung [54, 62, 63]

Abgesehen von dem oben behandelten Vortrieb von Schräggalerien bei der Herstellung der Zugangsschächte des Fußgängertunnels in Antwerpen zur Unterbringung der Rolltreppen, sind nur wenige Anwendungen des Gefrierverfahrens bei Stollen- und Tunnelbauten bekannt. Hierzu gehört z. B. der im Schrifttum erwähnte versuchsweise Tunnelvortrieb unter dem Hudsonfluß in den USA, der jedoch nach langen Versuchen mit wechselndem Erfolg aufgegeben werden mußte, ferner der Vortrieb einer kurzen Strecke der Pariser Untergrundbahn unter der Seine, der hier näher beschrieben wird.

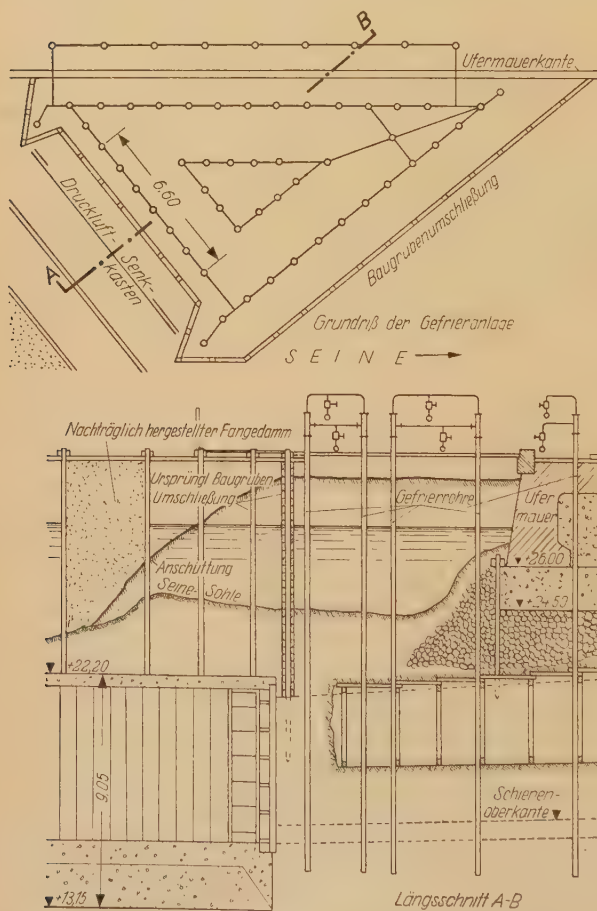


Bild 41. Gefriergründung bei der Unterföhrung der Seine durch die Pariser Untergrundbahn [54]

Beim Bau der Linie 4 der Pariser Untergrundbahn traten 1908 bei dem Anschluß des bereits im Druckluftverfahren (durch Absenken einzelner Senkkästen) hergestellten Seinetunnels an den ebenfalls unter Druckluft hergestellten Tunnelabschnitt des Bahnhof St. Michel Schwierigkeiten auf, die durch Anwendung des Gefrierverfahrens behoben wurden. Ursprünglich sollte die ganze, etwa 65 m lange Strecke zwischen dem Bahnhof St. Michel und der Tunnelstrecke unter dem Seinearm durch einen Frostkörper verbunden werden; waagerechte Gefrierrohre sollten vom Bahnhof aus vorgetrieben und nach der Seine zu außerdem noch senkrecht abgetriebene Gefrierrohre hergestellt werden. Im Bereich des mit ihrer Hilfe zu gefrierenden, über das Tunnelprofil hinausgreifenden festen Bodenkörpers sollte dann der Tunnel vorgetrieben werden.

Für die waagerechten Gefrierrohre wurden innerhalb eines Mantelrohres Löcher mit Diamantkronenbohrern gebohrt. Diese Bohrer arbeiteten auf den ersten 20 bis 30 m, wo die Bohrung im

Fels auszuführen war, zufriedenstellend. Das Weiterbohren wurde durch eine Änderung des Bodens sehr erschwert. Der Boden bestand weiterhin aus Sand mit Kies und Steinen und setzte sich beim Bohren zwischen Mantelrohr und Bohrer fest, so daß der Bohrer eingeklemmt wurde und Verluste der Diamanten der Bohrkronen eintraten. Dadurch wurden die Kosten so hoch, daß das Verfahren der waagerechten Bohrung aufgegeben werden mußte.

Es gelang, den Tunnel von der Bahnhofseite her im Stollenbau unter Wasserhaltung vorzutreiben, und es verblieb nur noch eine Strecke von etwa 14,5 m Länge für den Übergang von dem Stollen auf das Tunnelstück unter der Seine. Man entschloß sich, diesen kurzen Abschnitt, von dem rd. 9 m unter der Seine und rd. 6 m unter dem Ufer lagen, lediglich mit senkrechten Gefrierrohren abzufrieren (Bild 41). Der zu gefrierende Boden bestand aus 1,80 m Schlamm, 3,7 m Sand, 2,3 m Mergel und 2 m Fels. Zwecks Fernhaltung der Strömung des Flusses von dem Frostkörper und Vermeidung einer Grundwasserströmung nach dem vom Bahnhof aus vorgetriebenen Stollen wurde der Gefrierabschnitt durch eine einfache Spundwand gegen den Fluß abgeschlossen und die ganze Gefrierstrecke bis über den Seinespiegel mit Tonboden aufgefüllt; ferner wurde der Stollen provisorisch vermauert.

Insgesamt mußten für den kleinen Abschnitt 61 Stück, im Mittel 17 m tiefe Gefrierrohre, die 1 m unter Tunnelsohle hinabreichten, in gegenseitigem Abstand von rd. 1,20 m eingebaut werden. Die eingesetzten Kühlrohre hatten einen Innendurchmesser von 134 mm und die eingehängten Zuleitungsrohre für den Kälteträger 35 mm Weite. Drei der Rohre wurden als Beobachtungsrohre nicht an die Kälteleitung angeschlossen, so daß insgesamt für das Gefrieren 58 Rohre in Betrieb genommen wurden. Die als Kälteträger benutzte Chlorkalziumlauge strömte mit einer Temperatur von -24°C in die Gefrierrohre und mit einer Temperatur von -20 bis -22°C in die Kältemaschinen zurück, wobei sie eine Geschwindigkeit von 70 cm/s in den Zuleitungsrohren hatte und in den Kühlrohren mit 5 cm/s aufstieg. Der Gefriervorgang dauerte 40 Tage.

Nach Abbruch der Abschlußmauer wurde der Stollen in dem Frostkörper weiter vorgetrieben; jedoch ereignete sich noch ein Unfall durch einen kleinen Wasserlauf, der von der Oberwasserseite zufloß. Dadurch wurde der Boden hinter dem Frostkörper teilweise fortgespült und ein stärkerer Wassereinbruch in die fertige Tunnelstrecke verursacht. Zur Ermöglichung und Sicherung der weiteren Arbeiten wurde auf dem fertigen Tunnelstück in der Seine ein Reiterfangedamm aufgesetzt und anschließend die ganze Baustelle durch einen Fangedamm ein zweites Mal umschlossen; dadurch gelang es, den Wasserzutritt abzuschneiden und die eingedrungenen Wassermengen durch Pumpen zu entfernen. Es ist bemerkenswert, daß durch diesen Wassereinbruch der Frostkörper selbst keinen Schaden erlitt. Der Unfall war also nicht auf einen Mangel des Gefrierverfahrens, sondern lediglich auf eine ungenügende Baugrubenumschließung zurückzuführen.

Zu dieser Anwendung des Gefrierverfahrens ist grundsätzlich zu sagen, daß sie nur gewählt wurde, weil die Leistungsmöglichkeit und die Vorzüge der Grundwasserabsenkung noch nicht allgemein bekannt waren. Es ist sicher, daß die Verbindung der beiden Tunnelstrecken viel schneller, einfacher und wirtschaftlicher hätte gelöst werden können, wenn eine Baugrubenumschließung mittels Stahlspundwänden im Anschluß an einen Reiterfangedamm in dem Seineabschnitt ausgeführt worden wäre, innerhalb welcher dann (in ähnlicher Weise, wie in Berlin bei den Untertunnelungen der Wasserläufe Spree und Landwehrkanal) eine Bauausführung im Trockenen unter Grundwasserabsenkung möglich gewesen wäre. Das Gefrierverfahren an sich hat seine Brauchbarkeit besonders bei dem erwähnten Wassereinbruch erwiesen. Der bereits erwähnte große Nachteil, daß bei einer schon verhältnismäßig kleinen Gründungsfläche die ganze Fläche mit Gefrierrohren in engen Abständen durchsetzt werden muß, trat aber hier besonders deutlich in Erscheinung.

b) Bau eines Festungsstollens in der Mark Brandenburg [64]

Bei unterirdischen Festungsbauten im Osten der Mark Brandenburg waren beim Stollenvortrieb durchweg märkischer Sand und Mergel zu durchörtern, d. h. ein wenig standfester, z. T. rolliger Boden, der einen sorgfältigen, zeitweiligen Ausbau erforderte. Die Ringbauweise (eine Verbindung der bekannten Getriebezimmerung mit der belgischen Bauweise der Gewölbeunterfangung) mit Getriebezimmerung und Stahlrüstung bot die Gewähr für die Sicherheit der Ausführung. Für jede Querschnittsgröße konnte der gleiche Bauvorgang angewendet werden (Bild 42 u. 43). In Anbetracht der bedeutenden Länge der unterirdischen Durchgangsstollen konnte durch diese Bauweise eine beträchtliche Er-

sparsnis an Einbauholz gegenüber dem bedeutenden Holzverbrauch bei einfacher Holzzimmerung erzielt werden *).



Bild 42. Stollenvortrieb in Ringbauweise mit Bergmannspfählen von doppelter Länge [64]



Bild 43. Stollenvortrieb in Ringbauweise mit stählernen Vortriebsmessern [64]

*) Bei der Baudurchführung kamen verschiedene Betriebsverfahren der Ringbauweise zur Anwendung. Der älteren Bauart mit Rüstung in Stahl- und Holzbauweise, die auch in dem Oberwasserstollen der Alzwerke Anwendung fand, folgte schließlich das neu entwickelte Messervortriebsverfahren. Das neue Verfahren verwendet an Stelle der altbekannten Bergmannspfähle (Bild 42) stählerne bzw. mit Blech beschlagene Vortriebsmesser (Bild 43). Diese haben eine Reihe von Löchern, die zum Einsatz eines Hebels, einer Brechstange oder Winde dienen, mit denen sie — unter gleichzeitigem Freimachen der Brust — nach

Für die Entwicklung der Ringbauweise ist besonders bemerkenswert, daß sie mit Erfolg selbst in Strecken angewendet werden konnte, in denen Schwimmsand auftrat, der an sich die Grenze dieser Bauweise bildet. Ein Vortriebsschild brauchte nicht eingebaut zu werden. Der Einbau einer Luftschleuse genügte, um bei einem Überdruck von 1 bis 1,5 atü das Wasser aus dem Sand zu drücken. Die Ortsbrust war dann wieder nur durch Holzverzug zu halten, und der Vortrieb konnte wie im trockenen Gebirge weitergeführt werden.

In einer Schwimmsandstrecke konnte das Kappengewölbe bis auf 23,5 m Tiefe unter Druckluft vorgetrieben werden, dann blies die Luft nach oben aus, und der Vortrieb mußte eingestellt werden. Um den Durchgangsstollen weiter durchschlagen zu können, griff man zuerst zu einer Verfestigung des Feinsandbodens durch Zement- und Chemikalieneinpressung, die aber in diesen pulverfeinen Sandschichten, wie zu erwarten war, nicht den erwünschten Erfolg brachte. Man entschloß sich danach, das Gefrierverfahren zur Anwendung zu bringen, wobei in dem gefrorenen Berg der Vortrieb und der weitere Ausbau des Tunnels ohne Schwierigkeiten in der gleichen Bauweise wie in der übrigen Strecke durchgeführt werden konnte.

Zu diesem Zweck wurden beiderseitig der Tunnelachse von über Tage aus und in Längsabständen von 1,25 m Bohrlöcher niedergebracht (vgl. Bild 44). In die Bohrlöcher wurden Gefrierrohre eingebaut und mit einer Kälteanlage verbunden. An das Gefrierverfahren traten in diesem Sonderfall neuartige Anforderungen, da nicht nur ein Schacht mit 26,5 m Tiefe abzufrieren war, sondern eine ganze Strecke von 141,7 m von der gleichen Tiefe, in der der Vortrieb des Kappengewölbes zum Stillstand gekommen war. Im Gegensatz zu der im Bergbau üblichen Anzahl von 30 Bohrlöchern pro Schacht mußten in der ganzen Strecke 220 Bohrlöcher in den Gefriervorgang einbezogen werden, wobei wegen der geringen Rohrtiefe von insgesamt 29 m immer 2 Bohrlöcher zu einer Gruppe zusammengeschlossen und hintereinander geschaltet werden konnten (Bild 44a und 44b). Die langen Zu- und Abflußleitungen erforderten besondere Sorgfalt und Überlegung bei der Bemessung, Verlegung und dem Wärmeschutz (vgl. Bild 44a, Nebenzeichnung nach rechts). Das Leistungsnetz mußte so angeordnet und mit einer genügenden Zahl von Absperrschiebern versehen werden, daß nicht nur einzelne Bohrlöcher, sondern auch ganze Gruppen ein- und ausgeschaltet werden konnten, ohne daß dabei der Gefriervorgang in den übrigen Gefrierrohren gestört wurde. Die kälteerzeugenden Maschinen waren hier nicht ortsfest, sondern sie wanderten. Die Herstellung der Bohrlöcher kostete viel Zeit, so daß gleichzeitig mit dem Fortschritt der Bohrungen auch das Abfrieren durch die bereits eingebauten Gefrierrohre beginnen mußte. Die äußersten Gruppen der Gefrierrohre setzten zuerst ein, damit möglichst bald die unterbrochenen Stollenvortriebsarbeiten wieder in Gang kamen. Der Frostbetrieb dauerte in den Strecken mit reichlicher Überdeckung, in denen nur eine Unterfangung des Kappengewölbes erforderlich war, 1½ bis 3 Monate, dagegen bei schwacher Überdeckung bis zur Fertigstellung der Betonierung etwa 5 Monate; das Bohren der Löcher beanspruchte 9 Monate. Die Temperaturen der Lauge betrugen im Einlauf -23°C und im Auslauf -20°C .

Die Querschnittsverkleidung des Durchgangsstollens konnte durch Betonierung des Gewölbes satt an die Bergschichten erfolgen. Die Dichtung erfolgte von innen her. Das Wegfallen der Außenhautdichtung hatte den Vorteil der Vereinfachung der Bauausführung und damit der Ersparnis an Tagewerken und Kosten. Die Dichtungshaut konnte

vorn gedrückt werden. In der Regel wird das Vortriebsmesser im milden Gebirge ohne Führung verwendet. Die Länge der Messer ist so zu bemessen, daß sie mit dem hinteren Ende auf dem fertigen Betongewölbe oder auf einem Hilfgewölbe aus Betonformsteinen und mit der Spitze auf der mit Holz verkleideten Ortsbrust, wo sie mit Keilen eingetrieben werden, aufruhend. Den Schwierigkeiten, die sich bei der Anwendung des Messervortriebs in Kies, Feinsand und überhaupt zu Bewegung neigenden Gebirgsschichten entgegenstellten, konnte durch Entwicklung einer Hilfsrüstung, bestehend aus einem bis zwei Führungsbogen, begegnet werden. Das Hilfgewölbe hat den Vorteil, daß der Vortrieb ungehindert weitergehen und das eigentliche Gewölbe ohne Behinderung unter dem Hilfgewölbe ausgeführt werden kann. Die Vortriebsmesser folgen ständig dem Vortrieb ähnlich dem Schild bei der Schildbauweise und bilden so eine Art Wandverzug. [64]

nachträglich von innen durch ein Vorsatzgewölbe geschützt werden, sie wurde nach einem neuen Verfahren aus dem Kunststoff „Dynagen“ mit geschweißten Fugen hergestellt.

Das hier beschriebene Vortriebsverfahren in Schwimmsandschichten kann auch bei Stollen angewandt werden, wo mit einem Wasserüberdruck von über 2,5 atü zu rechnen ist; das Druckluftverfahren kann in diesen Tiefen nur unter großen Arbeitsschwierigkeiten verwendet werden und findet bei 3,5 atü seine Anwendungsgrenze.

Der Vortrieb von Stollen und Tunneln in lockerem, nicht standfestem und wasserführendem Untergrund ist eine der schwierigsten Aufgaben der Bautechnik. Bei großem Wasserdruck und besonders feinkörniger Beschaffenheit der zu durchfahrenden Schichten bietet auch die Anwendung kostspieliger Sonderverfahren, wie der Versteinerung (durch Einpressen von Zement und Chemikalien), der Entwässerung (mittels Grundwasserabsenkung) und der Verdrängung des Wassers (mittels Druckluft im Schildvortrieb), keine Aussicht einer technisch sicheren und wirtschaftlichen Lösung. Deshalb wird schon bei der Linien-

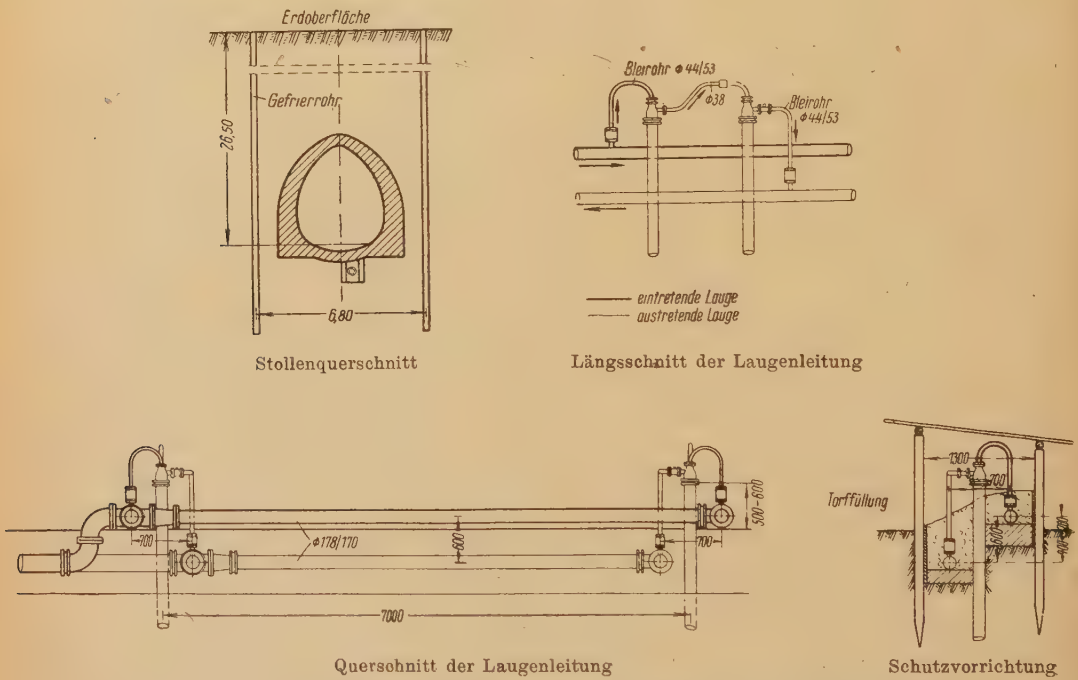


Bild 44a. Stollenquerschnitt mit Gefrierrohren, Einzelheiten der Laugenleitung [64]

führung auf solche Schwierigkeiten Rücksicht genommen und das Bauwerk möglichst in feste Bodenschichten oder in eine erträgliche Tiefe gelegt, womit unter Umständen beträchtliche Mehrkosten verbunden sind. Besondere Gefahren drohen im Gebirge durch tiefe, mit sandigen, wasserführenden Bodenschichten angefüllte Erosionsrinnen. Das unerwartete Anfahren einer solchen Stelle hat z. B. beim Bau des Lötschbergtunnels in der Schweiz zu einem katastrophalen Schwimmsandeinbruch geführt und eine nachträgliche Änderung der Linienführung des Tunnels erzwungen.

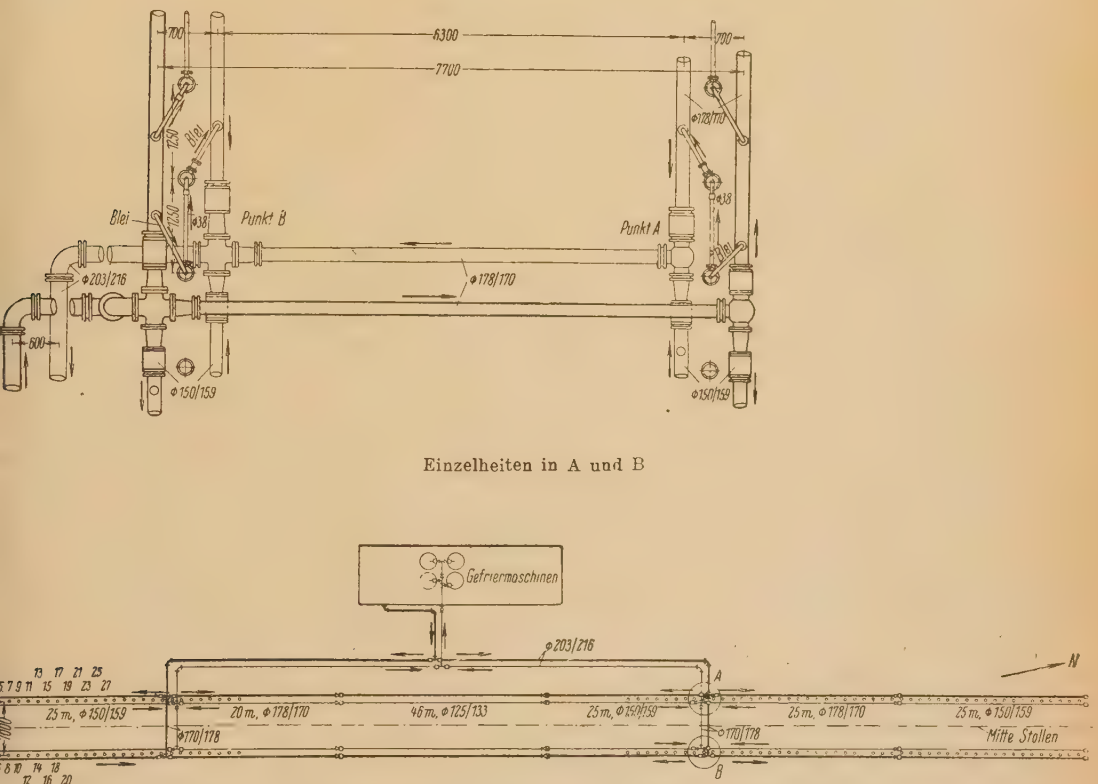
Die heute zur Verfügung stehenden Bodenaufschlußverfahren erlauben es, solche Gefahrenstellen mit größerer Sicherheit im voraus zu erkennen. Ihre Überwindung ohne Planänderung ist nach den bisher im Stollenbau gemachten Erfahrungen auch unter schweren Bedingungen mittels des Gefrierfahrens möglich, sofern das Gebirgswasser normale Temperaturen und ruhige Strömung aufweist und der Einbau lotrechter Gefrierrohre möglich ist. Die Tiefkälteverfahren bietet übrigens eine weitere Möglichkeit, Schwierigkeiten

zu überwinden, die bei Anwendung des Gefrierverfahrens in Bodenschichten mit höherer Eigenwärme, stärkerem Salzgehalt und stärkerer Strömung auftreten.

IX. Vereinfachtes Gefrierverfahren nach Dehottay [65, 66, 67]

a) Wesen des neuen Verfahrens

Einer ausgedehnten Verwendung des bisher behandelten normalen Gefrierverfahrens im Bauwesen stehen die hohen Kosten der umfangreichen Maschinenanlage und der großen Anzahl der Gefrierrohre, die durch den erforderlichen engen Rohrabstand bedingt ist,



Einzelheiten in A und B

Bild 44b. Anordnung der Laugenleitungen und Gefrierrohre, Draufsicht [64]

entgegen. Der Rohrabstand kann selbst bei hohen Kältegraden in den Gefrierrohren nicht wesentlich erweitert werden. Die Bestrebungen, das Verfahren zu verbilligen, waren daher schon seit längerer Zeit darauf gerichtet, den Gefrierprozeß selbst zu vereinfachen, an maschinellen Einrichtungen, Armaturen und Rohren sowie an Kraftbedarf und sonstigen Betriebsstoffen zu sparen und die Gefrierrohre einfacher zu gestalten. Hier ist durch das vereinfachte Gefrierverfahren, das um 1930 von Dehottay *) entwickelt wurde, ein Weg beschritten, der für kleinere Gründungstiefen eine wesentliche Verbilligung mit sich bringt.

*) Vgl. auch Kollbrunner, Foundation und Konsolidation. Zürich 1948, Schweizer Druck- und Verlagshaus. Es handelt sich um die gleiche, von K. als „Verfahren Rodio“ bezeichnete Ausführungsweise.

Als Kältemittel wird Kohlensäure verwendet und eine unmittelbare Kältewirkung dieses Kältemittels auf den Baugrund herbeigeführt, wobei die sonst übliche Übertragung durch die umlaufende Kühllauge (Chlormagnesiumlauge) fortfällt. Es werden hierzu die Gefrierrohre als Flüssigkeitsabscheider und Verdampfer ausgebildet und unmittelbar mit dem Kondensator der Kälteerzeugungsanlage verbunden. Das Verfahren läuft also darauf hinaus, die Gefrierrohre als Teile in den ersten Kreislauf der Kälteerzeugungsanlage

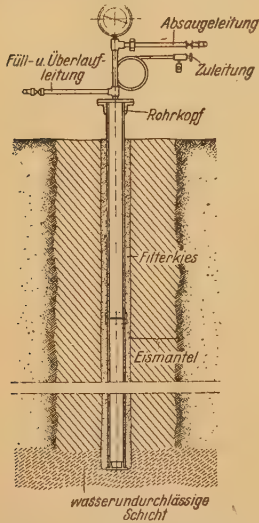


Bild 45. Vereinfachtes Gefrierverfahren nach Dehottay. Einbau des Gefrierrohres in das Bohrloch [65]

mit einzubeziehen und die Einrichtung nebst Pumpenanlage für den Umlauf der Kühllauge zu ersparen. Erspart werden ferner der Verdampfer und der Flüssigkeitsabscheider der Kälteanlage; außerdem aber werden die Gefrierrohre nur einwandig als einfache Rohre ausgebildet (Bild 45). Als Folge dieser Verringerung der maschinellen Einrichtung ergibt sich eine beachtliche Einsparung an Kraft und Stoff sowie an Arbeitskräften; auch werden die Gefahren vermieden, die durch das Ausfließen von Kühllauge aus undichten Gefrierrohren entstehen können. Da nur kürzere Gefrierrohre als Verdampfer benutzbar sind, ist das neue, vereinfachte Verfahren für Bergbauschächte mit großen Tiefen nicht anwendbar.

Für die Verwendung als Verdampfer werden die Gefrierrohre als einfache, beiderseits geschlossene Rohre oben mit einem Abschlußkopf versehen, an dem die Zuleitungen des verflüssigten Kältemittels wie auch die Absaugeleitung der Gase angeschlossen sind (Bild 46). Im Rohrkopf befindet sich eine Düse mit kleiner Bohrung (0,6 mm), an welche die Zuleitung angeschlossen ist. Beim Eintritt des Kältemittels in das Gefrierrohr erfolgt eine Regelung durch Ventile; das gleiche gilt für die Ableitung. Die Regelung wird so vorgenommen, daß sich die Kohlensäure im Gefrierrohr möglichst in der Nähe des Tripelpunktes bei 5,2 at befindet, bei dem die feste wie

auch die flüssige Zustandsform der Kohlensäure vorhanden sein kann. Mit höherem Druck wird die Kälteübertragung besser, dafür sinkt die Verdampfungstemperatur, und umgekehrt. Durch das Ventil der Absaugeleitung wird die Menge des verdampfenden Kältemittels geregelt und damit auch die Menge bemessen, die sich jeweils in den Gefrierrohren befindet. Die erforderlichen Zubehöerteile für den Gefrierrohrkopf mit den Leitungen, der Düse und den Regelventilen sind im Handel erhältlich. Zu beachten ist, daß die einwandigen Kühlrohre einem hohen Innendruck ausgesetzt sind.

b) Anwendung bei einer Brückenpfeilergründung

Eine Erprobung des neuen Verfahrens in der Praxis ergab sich bei der Gründung eines Brückenwiderlagers (vgl. Bild 47) **). Aus Zeitmangel war es nur möglich, eins der beiden Widerlager mit dem Gefrierverfahren zu gründen, während das zweite eine Spundwandumschließung erhielt. Dadurch bestand die Möglichkeit, einen Kostenvergleich der beiden angewandten Verfahren anzustellen. Für die Gründung unter dem Grundwasserspiegel wurden die beiderseitigen Widerlager in drei pfeilerähnliche Gründungskörper aufgelöst. Bei der Gefriergründung bildete jeder Gründungspfeiler eine Gefrierbaugrube. Das Grundwasser stand 1,5 m unter Gelände. Der Baugrund bestand aus Lehm, sandigem Ton mit Moorschichten und gipshaltigem Wasser; in etwa 8 m Tiefe war eine Schiefertonschicht als wasserundurchlässige, unten abdichtende Schicht vorhanden. Die Gründungssohle lag 7 m unter Grundwasserspiegel und 8,5 m unter Gelände. Die Gründung erfolgte innerhalb einer die drei Baugruben der Gründungs-

*) An einer Reichsautobahnbrücke bei Kassel.

pfeiler jede für sich umschließenden Frostmauer. Die Baugrube ist bei dem mittleren Pfeiler kreisrund mit einem Durchmesser von 5,8 m (vgl. Bild 47); sie erhält infolgedessen nur Druckspannungen in der waagerechten Ebene. Dagegen haben die beiden seitlichen Gründungspfeiler elliptischen Grundriß mit den Abmessungen $4,80 \times 10,50$, so

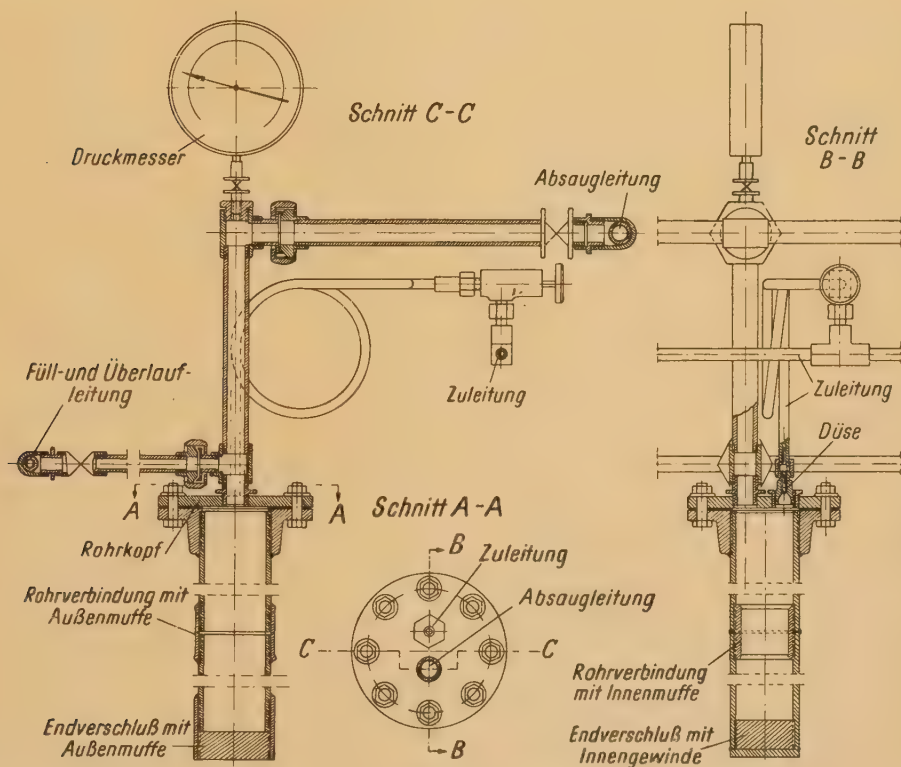


Bild 46. Einzelheiten des Gefrierrohres [65]

daß ihre Frostmauer auch Biegespannungen aufzunehmen hat. Die Gefrierrohre reichten 9 m tief unter das Gelände und 0,50 m in die abdichtende Tonschicht; sie standen mit Abständen von 80 cm in einer Entfernung von 50 cm von den Baugrubenwänden. Insgesamt wurden 96 Gefrierrohre eingebaut. In Bild 48 ist der Gefrierrohrkranz der mittleren Baugrube während des Gefriervorgangs zu sehen. Auf der linken Seite sind noch Gefrierrohre einer seitlichen elliptischen Baugrube zu erkennen.

Die Maschinenanlage der Gefriereinrichtung bestand aus zwei Kohlendioxidkompressoren (für eine Leistung von je 100 000 Wärmeeinheiten/Stunde) mit Antriebsmotoren von je 60 kW sowie einem Verflüssiger mit Kühlwasserversorgung. Das Kühlwasser konnte einem benachbarten Bach entnommen werden. Es gab nur einen Kreislauf der Kohlendioxid, nämlich: Kohlendioxidkompressor—Verflüssiger—Gefrierrohre—Kohlendioxidkompressor; diese Teilanlagen waren durch Rohrleitungen verbunden.

Die Gefrierrohre wurden erstmals aus Kohlendioxidflaschen mittels einer besonderen Zuleitung gefüllt, die zugleich als Überlaufleitung diente (vgl. Bild 46). Sodann wurden die Kompressoren in Betrieb genommen. Sie saugten die kalte gasförmige Kohlendioxid, die eine Spannung von 6 bis 10 at hatte, aus den Gefrierrohren an. Die Kohlendioxid wurde im Kompressor auf 58,8 at verdichtet und dabei auf $+46^{\circ}\text{C}$ erwärmt. Durch die Abkühlung im Verflüssiger auf etwa $+20^{\circ}\text{C}$ ging die Kohlendioxid in den flüssigen

Zustand über und gelangte durch die Zuleitung, die ohne besonderen Schutz verlegt werden konnte, in die Gefrierrohre. Dort wurde die flüssige höchstgespannte Kohlensäure entspannt und verdampfte unter starker Abkühlung, wodurch die Wärme aus dem Boden

durch die Wänden der Gefrierrohre entzogen wurde. Die Ableitungen von den Gefrierrohren zu den Kompressoren, durch welche die abgekühlten Kohlensäuredämpfe abgesaugt werden, wurden gegen Kälteverluste geschützt. Die fortschreitende Ausbildung der ringförmigen Frostmauern im Boden wurde in besonderen, zwischen den Gefrierrohren angeordneten Meßrohren überwacht. Diese Kontrollrohre waren mit verdünntem Glycerin gefüllt; die Temperaturen wurden in verschiedenen Höhen gemessen.

Wichtige Erfahrungen wurden über die Beanspruchung und Konstruktion der Gefrierrohre (Bild 45 und 46) gemacht. Diese bestanden aus nahtlosem Stahl von 89 mm äußerem Durchmesser bei 4,25 mm Wanddicke. Die einzelnen aufeinandergesetzten Rohrschüsse wurden elektrisch zusammengeschweißt. Als untere Abschlüsse dienten Rohrkappen, welche mit Gewinde in die Rohre einge-

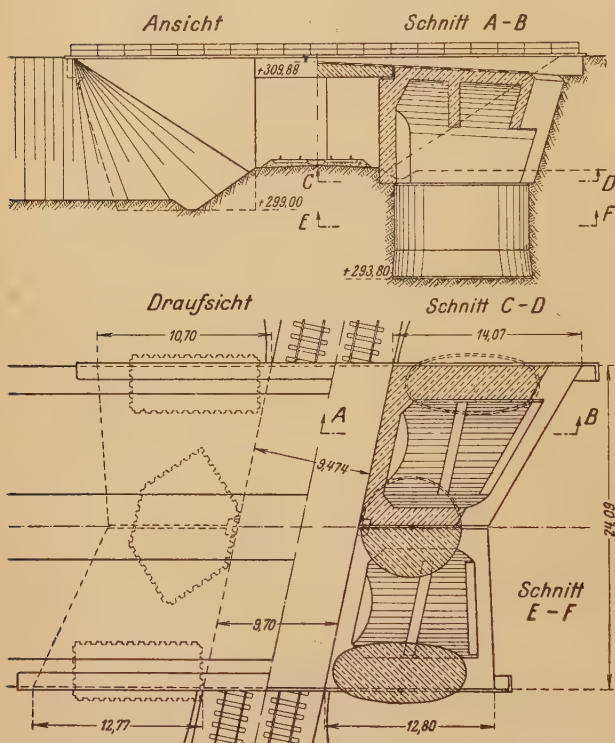


Bild 47. Gründung eines Brückenwiderlagers nach dem Gefrierverfahren. Grundriß und Schnitt [65]

schraubt wurden (vgl. Bild 46). Die Gefrierköpfe wurden mittels Blindflanschdeckeln mit Flanschen verbolzt, die mit den Außengewinden der oberen Rohrenden verschraubt waren. Die Rohre wurden einer längeren Wasserdruckprobe bis 130 at unterworfen. Der Innendruck der Kohlensäure kann bei einer Bodentemperatur von 12 bis 15° C bis 50 at betragen, was einer Längskraft in den Rohrwänden von 2550 kg entspricht. Hieraus ergibt sich eine Längsspannung von 225 kg/cm². Die Tangentialspannung hat den doppelten Wert, wozu noch Temperaturspannungen kommen. Ungünstigenfalls kann sich infolgedessen die Längsbeanspruchung um 875 kg/cm² auf $225 + 875 = 1100$ kg/cm² erhöhen.

Der verwendete Stahl hatte eine Festigkeit von 3790 kg/cm² und eine Fließgrenze von 2500 kg/cm². Die Nachprüfung einer Schweißnaht ergab eine Festigkeit von 2060 kg/cm². Obwohl sie noch

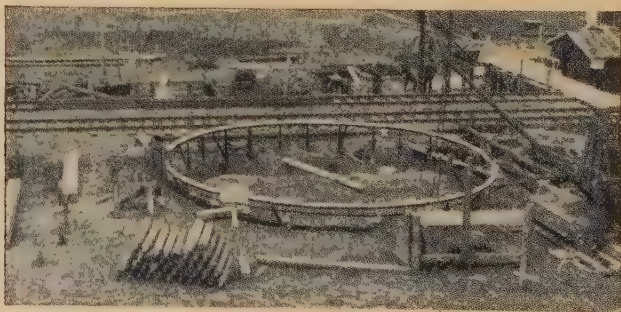


Bild 48. Gründung eines Brückenwiderlagers nach dem Gefrierverfahren. Aufnahme des Gefrierrohrkranzes [65]

immer 88% über der erwähnten höchsten Beanspruchung blieb, brach vor. Beginn des Bodenaushubs zu einer Zeit, als sich der Eismantel schon gebildet hatte, ein Rohr an der Schweißstelle. Dadurch strömte Kohlensäure in den Eismantel und bewirkte ein Anheben des Gebirges mit den eingefrorenen Gefrierrohren, wodurch weitere Beschädigungen an den Rohrstoßen benachbarter Gefrierrohre auftraten. Die berechnete Höchstspannung von $225 + 875 = 1100 \text{ kg/cm}^2$ war noch nicht erreicht; die bei dem Bruch aufgetretene Spannung kann aber 929 kg/cm^2 betragen haben. Wahrscheinlich wird die Festigkeit der Schweißverbindungen durch die auftretenden niedrigen Temperaturen erheblich vermindert. Außerdem können Stoßwirkungen innerhalb der Rohre aufgetreten sein, denen die Schweißverbindung nicht gewachsen ist. Deshalb wurden weiterhin die einzelnen Rohrteile mittels Muffen (vgl. Bild 46) verbunden, die zur besseren Abdichtung mit den Rohren noch verschweißt wurden. Nach Einführung dieser Verbesserung traten keine Schäden mehr auf.

Für die Bedienung der Einrichtungen, insbesondere die Regelung des Gefriervorgangs ist eine sachverständige und geschulte Mannschaft erforderlich. Es genügte für die Maschinenanlage ein Maschinist, ein zweiter besorgte die Bedienung der Ventile, während ein dritter das Messen der Temperaturen ausführte. Die Herstellung der Frostmauer erforderte je Baugrube zwei bis drei Wochen. Sodann konnte mit dem Aushub begonnen und die Baugrube ausbetoniert werden. Da das Grundwasser betonangreifende Bestandteile enthielt, wurde gegen die Frostmauer eine Klinkerschicht in Bitumenmörtel gemauert und sodann der Pfeilerbeton eingebracht. Eine Aussteifung der Baugrube war nur oberhalb des Grundwassers im trockenen, also nicht gefrorenen Boden erforderlich.

e) Ergebnisse der ersten praktischen Anwendung

Die Frostmauer diente hier als Baugrubenumschließung an Stelle von Spundwänden. Der Kostenvergleich mit der Ausführung mit Spundwänden am anderen Widerlager ergab, daß die Gefriergründung zunächst noch etwas teurer als die Spundwandgründung war. Dies ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, daß die Verluste an Kohlensäure bei dieser ersten Ausführung noch verhältnismäßig groß waren. Außerdem war das Betriebspersonal noch nicht genügend mit der Handhabung von Kohlensäuregeräten vertraut. Eine gewisse Kostenersparnis kann noch erreicht werden, wenn die Gefrierrohre nicht durch Bohrung, sondern durch Rammung eingebracht werden, wogegen bei Rohrlängen bis etwa 10 m in hindernisfreiem, nicht zu festem Boden nichts einzuwenden ist.

Die beschriebene Ausführung hat gezeigt, daß das neue Verfahren im Grundbau anwendbar ist, wobei die Kosten gegenüber der älteren normalen Gefriermethode wesentlich herabgesetzt worden sind. Die Anwendung bietet besondere Vorteile, wenn Stahl für Spundbohlen nicht zu beschaffen ist, wenn keine ausreichende Höhe für das Rammen zur Verfügung steht und wenn Rammerschütterungen vermieden werden müssen. Daneben ist die Gefriergründung ein besonders wirkungsvolles Mittel zur Verhinderung von Schwimmsandeinbrüchen.

C. Zusammenfassung, Aufwand und Leistung im Vergleich mit anderen Verfahren, Ausblick

Bei der Planung schwieriger Gründungen in wasserführenden Bodenschichten ist es der Beachtung wert, daß das Gefrierverfahren vereinfacht und verbilligt worden ist, daß es in allen wasserhaltigen Böden sicher zum Ziele führt und seit 1884 bei einer Reihe von Gründungen erfolgreich Anwendung fand. Die hier erstmalig gebrachte Gesamtübersicht des Verfahrens kann bei der Planungsarbeit nützlich sein und die Beurteilung seiner Anwendbarkeit bei bestimmten Aufgaben erleichtern.

Eine bloße Beschreibung des Verfahrens reicht dazu nicht aus; deshalb wurden die bodenphysikalischen und statischen Fragen ausführlich behandelt, ferner die Bildung und Festigkeit der Frostwand sowie das Vordringen des Frostes im Boden. Ausführungen über die Ermittlung des Kältebedarfs und der Maschinenleistung und über ausgeführte Anlagen bei Tiefbauten ermöglichen die Bestimmung der Größenordnung einer benötigten

Anlage. Die Angaben über die Auskleidung der Wände sind in der Hauptsache dem Bergbau entnommen; im Grund- und Wasserbau liegen vielfach einfachere Verhältnisse vor, wie auch aus den Ausführungsbeispielen hervorgeht.

Die Beispiele behandeln Frostwände, die als selbständige Baugrubenumschließungen abdichten und zugleich die statischen Kräfte des Erd- und Wasserdrucks aufnehmen.

Bei zwei älteren Ausführungen in den USA wurden Frostwände lediglich zur Abdichtung von Fangedämmen benutzt. Eine bemerkenswerte Ausführung dieser Art wurde nach dem letzten Kriege beim Bau eines Wehrs in Sibirien zur Abdichtung der Baugrubenumschließung der beiden Bauabschnitte (Uferbaugruben) durchgeführt. Unter dem rd. 1000 m breiten und 4 bis 5 m tiefen Flußbett lag eine 18 bis 20 m dicke Bodenschicht aus Kies und Grobsand mit Schotter (Bodendurchlässigkeit k nahezu 1 cm/s); darunter folgte eine undurchlässige Schicht. Jeder Bauabschnitt wurde durch einen rd. 1500 m langen Steinkisten-Fangedamm umschlossen, der durch eine künstliche Frostwand bis zur undurchlässigen Schicht vertieft wurde. Die Gefrierrohre standen innerhalb der Steinkisten in Abständen von 1 m.

Bei solchen Abdichtungsaufgaben können, wenn Erd- und Wasserdruck anderweitig aufgenommen werden, die Frostwanddicke und damit auch der Kraftbedarf und der Umfang der Maschinenanlage vermindert werden. Dabei wird man aber eine Mindestdicke der Frostwand von etwa 3 m (einschl. der beiderseitigen äußeren Zonen) vorsehen **müssen**, um mit einem erträglichen Gefrierrohrabstand ($\approx 1,0$ m) eine lückenlos geschlossene Wand zu erzielen.

Neben dem im Abschnitt IX behandelten vereinfachten Gefrierverfahren nach Dehottay ist hier zu erwähnen, daß es der Firma Gebhardt u. Koenig in Wietze gelungen ist, gleichfalls die Verwendung eines Zwischenkälteträgers (Kühlauge) auszusuchen. Als Kältemittel wird Ammoniak verwendet, wodurch betriebliche Vorteile entstehen. Der Druck in den Gefrierrohren wird so geführt, daß kein Leckverlust des Kältemittels in das Gebirge eintreten kann, wodurch die Gefrierfähigkeit des Wassers vermindert werden könnte. Neben senkrechten Gefrierrohren können nach dem neuen Verfahren auch waagerechte und geneigte Rohre betrieben werden; dadurch wird es möglich, die Baugrubenbreite bei fehlendem natürlichem Abschluß der Baugrube unter ihrer Sohle zu vergrößern.

Durch die vereinfachten Verfahren unter Ausschaltung des Kühlmittelumlaufs (nach Dehottay und Gebhardt u. Koenig) werden an der Maschinenanlage und am Kraftbedarf etwa 20 bis 25% erspart. Daraus ergeben sich auch Ersparnisse an Frachtkosten und an Löhnen für Auf- und Abbau und Betrieb der Anlage. Da der Gefrierrohrabstand — insbesondere bei Verkleinerung der Frostwanddicke — nicht vergrößert werden kann, sind Einsparungen bei der Gefrierrohrlänge und der Gesamtzahl der Bohrmeter nicht möglich. Dagegen ergibt sich durch den Fortfall der Fallrohre und Verminderung des Durchmesser und der Wandstärke der einfachen Gefrierrohre eine Gewichtersparnis von rd. 67%; bei einer Frostwand von 10 m Höhe und 100 m Länge werden dadurch rd. 20 t Stahl erspart. Ferner tritt durch Verkleinerung des Bohrdurchmessers und der Bohrlochtiefe eine Erleichterung der Bohrarbeit ein. Die Bohreinrichtung kann leichter als bei Schachtbauten des Bergbaus gehalten und schnell von Loch zu Loch versetzt werden. Bei kleineren Tiefen und in feinkörnigem Boden kann daran gedacht werden, die Gefrierrohre — u. U. mit Spülung — einzurammen.

Insgesamt wird sich bei Anwendung der vereinfachten Verfahren im Grund- und Wasserbau gegenüber dem älteren Verfahren mit zwei Phasen*) eine Kostenersparnis von schätzungsweise 20 bis 30% erzielen lassen. Das ist ein ansehnlicher Fortschritt, der die Wettbewerbsfähigkeit des Gefrierfahrens gegenüber den im Grundbau entwickelten Gründungsverfahren verbessert.

Es ist fraglich, ob noch eine weitere Verbilligung des Gefrierprozesses möglich ist, denn mit dem Einphasensystem ist ein Entwicklungsstand erreicht, der schwerlich übertroffen werden kann. Das Gefrieren und Unterkühlen eines Kubikmeters wasserhaltigen Bodens

*) Dieses ältere „klassische“ Verfahren, das im Laufe seiner rd. 70 jährigen Entwicklung laufend verbessert wurde, ist keinesfalls als überholt anzusehen und bei der Abteufung tiefer Schächte auch weiterhin nicht zu ersetzen. Die neueren „vereinfachten“ Verfahren sind bislang nur für kleinere Teufen, wie sie vornehmlich im Grund- und Wasserbau vorkommen, anwendbar.

erfordert — unter Berücksichtigung der unvermeidlichen Verluste über und unter Tage — im Schachtbau rd. 60 000 kcal. Daraus errechnet sich die aufzuwendende Arbeit zu $60\,000/860 \approx 70 \text{ kWh/m}^3$. Hierzu kommt noch die Arbeit, die nach Bildung der Frostwand für ihren Bestand während des Baubetriebs zu leisten ist; sie richtet sich nach der vorgesehenen Bauzeit. Die erforderliche Maschinenleistung ist von den genannten 70 kWh/m^3 und der Zeit abhängig, die für die Bildung der Frostwand nach dem Arbeitsprogramm verfügbar ist; im Grund- und Wasserbau werden je nach der Aufgabe etwa 20 bis 120 Tage in Frage kommen. Zu der ermittelten Gesamtleistung der für die Bildung der Frostwand nötigen Maschinenanlage sind noch rd. 6% für die Kühlung zuzuschlagen. Wie unter III b erwähnt wurde, reichen im Schachtbau rd. 25% der für die Bildung der Frostwand nötigen Kälteleistung aus, sie dauernd zu erhalten; das entspricht etwa $0,005 \text{ kWh/m}^3$ Frostwand. Bei den breiteren und flacheren Baugruben im Ingenieurbau ist mit stärkerer Wärmeeinwirkung auf die Frostwand zu rechnen, so daß eine Erhöhung der für die Erhaltung der Wand nötigen Energie bis etwa $0,01 \text{ kWh/m}^3$ angebracht ist, hauptsächlich bei breiteren Baugruben, die nicht abgedeckt werden können (vgl. A, III b). Aus dieser Betrachtung folgt, daß die Gesamtkosten einer Gefriergründung ganz überwiegend vom Rauminhalt der zu erstellenden Frostwand abhängen; sie wachsen ziemlich genau im einfachen Verhältnis mit ihm. Um Kosten zu sparen, ist es nötig, die Frostwand klein zu halten. Am günstigsten sind deshalb schachtartige Bauwerke, deren Grundriß ein Kreis und keine flache Ellipse ist, so daß die Frostwand als Kreisring ausgebildet werden kann. Auf diese Weise ist es möglich, bei beachtlich großem Ausbruchquerschnitt (Scheldetunnel $\varnothing 20,5$, $F = 330 \text{ m}^2$) ohne Aussteifung der Wände auszukommen. Bei einem Schachtdurchmesser von 7 m, $F = 38,5 \text{ m}^2$) gefriert bekanntlich der Kern, so daß das Verfahren hier auch anwendbar ist, wenn keine natürliche dichte Sohle vorhanden ist, die wir aber zunächst als vorhanden voraussetzen.

Wir wissen, daß bei schachtartigen Bauten große Tiefen die Anwendung des Gefrierens begünstigen; die Kosten wachsen ziemlich gleichmäßig mit der Tiefe, während bei anderen Verfahren der Kostenzuwachs mit der Tiefe größer wird. Besonderes Interesse beansprucht die kleinste Tiefe, von der ab an Gefrieren gedacht werden kann. Die erste praktische Anwendung des Dehottay-Verfahrens (Pfeilergründung einer Reichsautobahnbrücke bei Kassel; vgl. Abschnitt IX) ergab, daß bei 7 m Gründungstiefe unter Wasser die Frostwand noch etwas teurer war als Spundwandumschließung (Pfeilerquerschnitte von 26,5 und 45 m²). Danach bringt die Frostwand unter 7 m Gründungstiefe kaum wirtschaftliche Vorteile; die Grenze der wirtschaftlichen Anwendbarkeit wird jedoch nicht unter 10 m liegen. Das schließt nicht aus, daß in Ausnahmefällen auch bei kleiner Tiefe unter 10 m Gefrieren vorteilhaft sein kann, z. B. für die Anlage eines Schürfschachtes, zur Entnahme ungestörter Sandproben und Ausbesserung einer Schadenstelle an einem in das Grundwasser eintauchenden Bauwerk.

Bei Tiefen über 10 m nimmt die Wettbewerbsfähigkeit schachtartiger Frostwände zu, und sie ist bei mehr als 20 m Gründungstiefe als recht günstig zu beurteilen.

Wächst die Baugrubenfläche so weit, daß eine selbständige, in sich standfeste Frostwand nicht mehr anwendbar ist, so kann man nicht mehr von einer schachtartigen Baugrube sprechen, und die Frostwand muß abgesteift werden, falls keine Böschungen angewendet werden. Die zwischen lotrechte, abgesteifte Pfosten gespannte Frostwand macht eine Ausbohlung entbehrlich; eine leichte Wölbung der Wand zwischen den Pfosten ermöglicht *), die bei Trägerbohlwänden üblichen Pfostenabstände (2 m) zu vergrößern. Die Dicke einer solchen abgesteiften Wand, die unten Anschluß an eine dichte Bodenschicht findet **), einschließlich der beiderseitigen äußeren Zonen, wird wenigstens 3 m betragen müssen. Ihr Inhalt und damit die Gesamtkosten nehmen annähernd mit dem Umfang der Baugrubenfläche zu, ähnlich wie es bei einer einfachen Spundwandumschließung der Fall ist.

*) Über Biege- und Zugfestigkeit von gefrorenen Bodenarten siehe Zusammenstellung IV nach Zähringer [2].

**) Für die Bestimmung der Einbindetiefe der Frostwand unter der Baugrubensohle und in der undurchlässigen Unterschicht sind bei breiten Baugruben die gleichen Sicherheitsregeln gegen Unterspülung und Grundbruch zu berücksichtigen, die auch bei Spundwandumschließung maßgebend sind.

Bei der hier ebenfalls vergleichsweise heranzuziehenden Grundwasserabsenkung (mit Trägerbohlwand) wachsen dagegen die Kosten mit zunehmender Baugrubenfläche nur wenig, große Flächen sind also für dieses Verfahren günstiger als bei dem Gefrieren. Genaue Angaben, welche die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit der Frostwand bei veränderlicher Baugrubenfläche ermöglichen, lassen sich nicht machen, da zu viele Einflüsse mitwirken wie — neben Breite und Länge — die Tiefe der Baugrube, Tiefe und Erreichbarkeit einer dichten, die Baugrube unten abschließenden Schicht, Art des Untergrundes u. a.

Zusammenstellung XII

Vergleich des vereinfachten Gefrierverfahrens hinsichtlich Kraftbedarf und Bohraufwand mit anderen Verfahren (vgl. hierzu Abb. 49)

Baugrube	Verfahren		Frostwand m ³	Wasser- andrang l/s	Kraftbedarf*) kW		gesamte Bohrlänge u. Bohrrohrweite		in die Bohrg. eingebaute Gewichte t	
					Höchst- leistung	Dauer- leistung	m	Ø m	Gefrier- rohre	Brun- nen
I	Frostwand nach dem vereinfachten Gefrierverfahren		45 000	—	860	450	18 000	0,15 bis 0,20	180	—
	Grundwasserabsenkung	k = 0,0036 m/s	—	1470	1100	950	540	1,25	—	135
		k = 0,0025 m/s	—	1080	790	660	1 370	0,40	—	69
		k = 0,001 m/s	—	500	370	315	1 000	0,50	—	50
	Elektroentwässerg.	k = 1 · 10 ⁻⁷ cm/s	—	5 bis 10	625	500	3 600 + 3 600 Anoden	0,45	—	180 + 54
II	Frostwand wie oben		20 000	—	510	250	7 800	0,15 bis 0,20	78	—
	Grundwasserabsenkung	k = 0,0036 m/s	—	1170	860	730	450	1,25	—	113
		k = 0,0025 m/s	—	850	625	530	1 100	0,40	—	55
		k = 0,001 m/s	—	384	280	240	784	0,50	—	39
	Stahlspundwand 26 m lang, L III		6240 m ²	—	—	—	—	—	967 t	
III	Frostwand wie oben		8400	—	290	120	3 360	0,15 bis 0,20	34	—
	Grundwasserabsenkung	k = 0,0036 m/s	—	1080	800	680	400	1,25	—	100
		k = 0,0025 m/s	—	786	575	485	960	0,40	—	48
		k = 0,001 m/s	—	348	255	215	700	0,50	—	35
	Stahlspundwand 26 m lang, L III		2600 m ²	—	—	—	—	—	405 t	
IV	Frostwand wie oben		10 100	—	350	150	3 920	0,15 bis 0,20	40	—
	Grundwasserabsenkung	k = 0,0036 m/s	—	1590	1360	1160	695	1,25	—	174
		k = 0,0025 m/s	—	1140	975	830	1 720	0,40	—	86
		k = 0,001 m/s	—	500	430	360	1 190	0,50	—	60
	Stahlspundwand 31 m lang, L IV		3100 m ²	—	—	—	—	—	574 t	

*) Bemerkung: Kraftbedarf für Bohren und Rammen sowie Leistungen für Aussteifen der Baugrubenwände nicht eingeschlossen.

Um wenigstens eine gewisse Vorstellung von der wirtschaftlichen Leistung des Gefrierverfahrens unter veränderlichen Bedingungen zu geben, werden in der Zusammenstellung XII auf S. 134 der benötigte Kraftbedarf und die aufzuwendende Bohrarbeit einer Baugrubenumschließung mittels Frostwand mit den entsprechenden Werten einer Grundwasserabsenkung verglichen.

Dabei sind 4 Baugruben I, II, III und IV angenommen (Bild 49):

Baugrube I: Große Fläche 50 · 150 m², Sohle 15 m unter ruhendem Grundwasserspiegel, abdichtende Bodenschicht 8 m unter Baugrubensohle, seitliche Böschungen.

Baugrube II: Mittelgroße Fläche bei kleiner Breite 20 · 100 m²; sonst wie vor, jedoch keine Böschungen, sondern lotrechte, abgesteifte Wände.

Baugrube III: Kleinere, quadratische Fläche 25 · 25 m², sonst wie II.

Baugrube IV: wie III, jedoch Sohle der Baugrube 20 (statt 15) m unter dem Grundwasserspiegel.

Für die Bildung der Frostwand ist die Korngröße des angenommenen sandigen Bodens über der abdichtenden Schicht ohne Einfluß. Dagegen hängen Kraftbedarf und Bohrarbeit der Wasserhaltung stark von der mit der Korngröße wechselnden Durchlässigkeit ab; deshalb sind, um diesen Einfluß sichtbar zu machen, für die Grundwasserabsenkung drei Werte k von 0,0036, 0,0025 und 0,001 m/s angenommen. Bei der großen geböschten Baugrube I sind die Vergleichszahlen auch für einen zum Fließen neigenden schluffigen Feinboden ($k = 1 \cdot 10^{-7}$ cm/s) angegeben, wobei eine Böschungssicherung durch Elektroentwässerung *) vorgesehen ist.

Als Ausgangswerte für die Ermittlung der Vergleichszahlen sind bei dem Gefrierverfahren der Rauminhalt der Frostwand (m³), bei der Wasserhaltung der Wasserandrang (= Zufluß) in l/s eingetragen. Schließlich sind noch für die Baugruben II, III und IV die benötigten Flächen (m²) und Gewichte (t) einer Spundwandumschließung angegeben. Aus der Zusammenstellung XII ist ersichtlich, daß bei den kleineren, schachtförmigen Baugruben III und IV die Frostwand schon bei mittlerer Durchlässigkeit ($k = 0,001$ m/s) aussichtsreich erscheint, und zwar bei größerer Tiefe (IV) in zunehmendem Maße **).

*) Schaad u. Haefeli: Elektrokinetische Erscheinungen und ihre Anwendung ... Schweiz. Bauztg. 65 (1947), Nr. 16 bis 18. Steinfeld, Die Entwässerung von Feinböden, Bautechnik 28 (1951) S. 269; vgl. auch Mittlgn. d. Hannover. Versuchsanstalt (Franzius-Institut) d. T.H. Hannover, 1952, H. 1, S. 34.

**) Hierbei ist zu bemerken, daß durch kreisförmige Anordnung der Gefrierrohre und des Ausschachtungsquerschnittes bei Baugruben kleinerer Abmessungen eine Abstützung der Baugrubenwände entbehrlich wird.

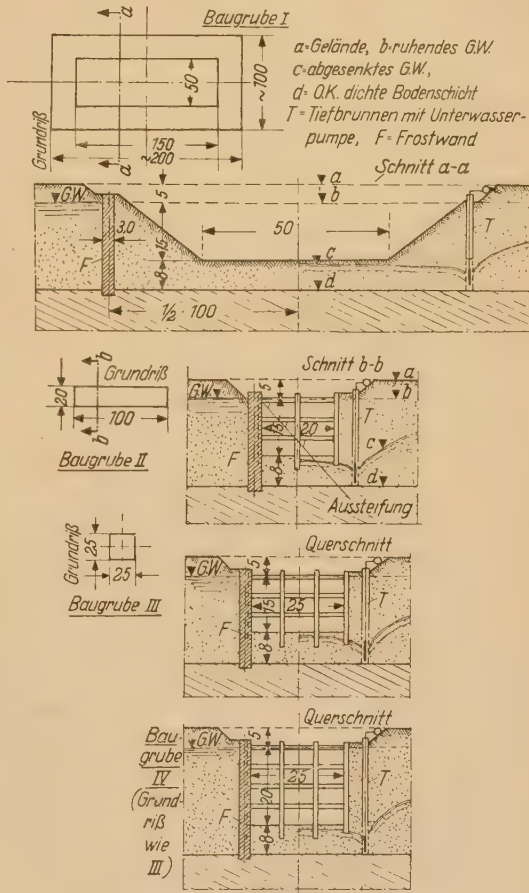


Bild 49. Baugrube I–IV
(Ergänzung zur Zusammenstellung XII)

Bei der 20 m breiten mittelgroßen Baugrube II ist der Kraftbedarf für die Frostwand in Böden mittlerer Durchlässigkeit (0,001 m/s) größer als der einer Grundwasserabsenkung, bleibt jedoch in sehr durchlässigem Boden (0,0025; 0,0036) noch beträchtlich kleiner. Die Bohrlänge zeigt bei der Frostwand ein starkes Anwachsen. Eine Vertiefung der Baugrube würde auch hier, ähnlich wie bei IV, die Aussichten der Frostwand wesentlich verbessern.

Ähnlich ist das Ergebnis bei der breiten großen Baugrube I, nur tritt hier die Zunahme der Bohrarbeit für die Frostwand noch stärker hervor. In Feinböden, in denen die Schwerkraft-Wasserhaltung nicht mehr möglich ist, scheint ein Wettbewerb der Frostwand mit der Elektroentwässerung möglich zu sein. Eine weitere Vergrößerung der Baufläche würde dazu führen, daß der Kraftbedarf der Frostwand den der Wasserhaltung auch bei großer Durchlässigkeit übersteigt.

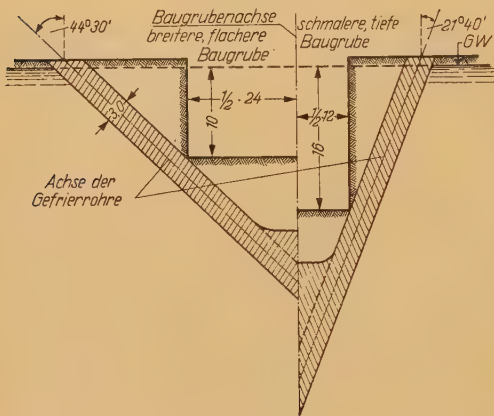


Bild 50. Frostschale zum Schutz der Baugrube gegen Auftrieb und Wasserzufluß bei großer Tiefe der grundwassertragenden Bodenschicht. (Neigung und Länge der Gefrierbohrungen von Breite und Tiefe der Baugrube abhängig)

Das im ganzen bei diesem Vergleich günstige Abschneiden der Frostwand ist auf die Annahme einer abdichtenden Bodenschicht zurückzuführen. Fehlt diese Schicht oder richtiger: liegt sie in nicht erreichbarer Tiefe, dann macht sich bei der Grundwasserabsenkung ein wesentlicher Vorteil geltend: Sie benötigt keine Abdichtung der Baugrubensohle, und Kraftbedarf und Bohrarbeit bleiben nahezu unverändert. Beim Gefrieren muß eine künstliche Frostsohle zur Abdichtung der Baugrube von unten geschaffen werden. Das geschieht am einfachsten nach der alten Idee von Siemens (vgl. Bild 27) mittels geneigter Gefrierrohre. Die Neigung gegen die Lotrechte wird dabei durch die Breite und Tiefe der Baugrube bestimmt. Die sich bildende „Frostschale“ (Bild 50) muß so tief reichen, daß der Auftrieb sicher aufgenommen

wird. Durch die damit verbundene Vergrößerung der zu gefrierenden Bodenmassen, der Bohrarbeit infolge Vertiefung und ihre Erschwerung infolge Neigung der Rohre entsteht eine beträchtliche Kostenerhöhung, so daß das Gefrieren, wenn kein natürlicher Abschluß der Baugrube von unten besteht, außer für kleine (schachtartige) nur für schmale (lange) Baugruben in Betracht kommt.

Insgesamt ergibt sich, daß folgende Bedingungen wirtschaftlich günstig für die Anwendung des Gefrierverfahrens im Grundbau sind:

- vorhandene, ausreichend dicke, die Baugrube unten abdichtende Bodenschicht,
- Mindesttiefe der Baugrubensohle unter dem Grundwasserspiegel bei schachtartigen Bauwerken etwa 10 m; die Mindesttiefe wächst ungefähr mit dem Umfang der Baugrube und ist in Sandböden um so größer, je kleiner die Durchlässigkeit ist; Tiefen über 20 m sind günstig,
- schmale Baugruben, die eine Aussteifung dünner Frostwände zulassen,
- bei fehlender unten abdichtender Bodenschicht: Baugrubenbreite oder (bei schachtartigen Bauwerken) Schachtdurchmesser kleiner als 7 m.

Der in Zusammenstellung XII durchgeführte Vergleich zeigt, daß bei Baugrubenflächen und -tiefen, die im Grundbau in Frage kommen (große Fläche, kleine Tiefe, dagegen im Bergbau kleine Fläche, große Tiefe), die Aufwendungen für das Gefrieren nicht außergewöhnlich und zum Teil kleiner als bei anderen Verfahren sind.

Es ist sachlich nicht begründet, allgemein vom „teuren“ Gefrierverfahren zu sprechen, da es genug Fälle gibt, wo das Verfahren wettbewerbsfähig ist; nur ist, wie oben gezeigt

wurde, sein wirtschaftliches Anwendungsgebiet enger begrenzt als bei anderen, dem Bauingenieur geläufigen Verfahren.

Zwei Gründe sprechen dafür, daß man eine Ausdehnung seiner Anwendung im Grund- und Wasserbau erwarten kann. Der eine ist das stetige Anwachsen der verlangten Gründungstiefen; der andere ist die Kostensenkung, die sich durch die vereinfachten Verfahren nach Dehottay und Gebhardt u. Koenig erzielen läßt. An Häufigkeit der Anwendung wird es sich nie mit den anderen Methoden des Grundbaus zur Überwindung wasserführenden Baugrundes messen können, weil es in der Regel bei den am meisten vorkommenden flachen Gründungen bis 10 m (unter Wasser) nicht wirtschaftlich ist. Es gibt aber auch in diesem Bereich Anwendungsmöglichkeiten auf eng bebautem Gelände, wenn wegen Setzungs- und Erschütterungsempfindlichkeit, Räumangels oder regellosen Wechsels bindiger, nichtbindiger und schwachbindiger Bodenschichten im Grundwasser andere Verfahren, wie Spundwandumschließung, Druckluftgründung, Grundwasserabsenkung und Einpreßverfahren, nicht anwendbar sind.

Die folgende Zusammenstellung XIII gibt einen Überblick geeigneter Aufgaben für das Gefrierverfahren unter Hinweis auf bereits erfolgte Ausführungen.

Zusammenstellung XIII

Geeignete Aufgabe für das Gefrierverfahren im Ingenieurbauwesen

Art der Aufgabe	Ausführungsbeispiele	Reihenfolge d. Ausführg.
I. Schachtartige Bauwerke		
a) Lüftungs- und Zugangsschächte für Verkehrstunnel	Straßentunnel und Fußgängertunnel unter der Schelde in Antwerpen 1932	6
	U-Bahn Moskau 1936	10
b) Schwimmerschächte für Schiffshebwerke	St. Omer (Nordfrankreich) 1884	1
	Kreuzung des Mittellandkanals mit der Elbe:	
	Rothensee 1934	8
	Hohenwarthe 1936	9
c) Pfeilergründungen	Reichsautobahnbrücke bei Kassel 1938	13
d) Schürfschächte, Bodenprobentnahme	Gilbertsville-Dam (USA) 1938	14
II. Tunnel und Stollen (waagerechter und schräger Vortrieb)	Scheldetunnel Antwerpen, Rolltreppenstollen 1932	7
	U-Bahn Moskau, Rolltreppenstoll. 1936	11
	Festungsstollen, Mark Brandenburg etwa 1938	15
	Stolldurchstich Algonetal—Gardasee 1950	17
	U-Bahn Paris, Uferanschluß am Seine-Tunnel 1907	4
III. Abdichtung von Fangedämmen	Kraftwerk St. Louis (USA) 1895	2
	Hochbrücke Detroit (USA) 1915	5
	Wehrbau in Sibirien etwa 1948	16
IV. Tiefe, schmale Baugruben (z. B. zur Herstellung v. Dichtungsschürzen und -spornen)	Dammdichtung Grand Coulee-Dam (USA) 1936	12
V. Fundierung von Gebäuden	Palais Fiano in Mailand 1903	3
	Verkehrsministerium in Moskau 1950	18

Die Zusammenstellung XIII enthält die wichtigsten bekanntgewordenen Ausführungen. Sie zeigt, daß das Aufgabengebiet nicht klein ist und daß von 1932 ab eine auffällige Zunahme der Anwendung des Gefrierverfahrens eintrat, die durch den zweiten Welt-

krieg unterbrochen wurde. In die Zeit von 1932 bis 1939 fallen die meisten und größten Ausführungen. Inzwischen ist es zu weiteren Anwendungen gekommen.

Das Ziel unserer Bearbeitung ist, das Gefrierverfahren mit seinen Problemen der Gedankenwelt des Bauingenieurs näher zu bringen und ihm zu zeigen, was er von ihm erwarten kann. In den letzten zwei Jahrzehnten hat es sich, von weitschauenden Männern schon 50 Jahre zuvor vorausgeahnt, auch bei geeigneten schwierigen Fällen im Ingenieurbauwesen bewährt.

Mit keinem anderen Verfahren läßt sich eine gleiche Verfestigung und Abdichtung von wasserführendem Baugrund jeder Zusammensetzung in praktisch unbegrenzter Tiefe erzielen.

Der Fa. Gebhardt u. Koenig, Deutsche Schachtbau-G.m.b.H., Wietze, insbesondere Herrn Direktor Bergassessor Nehring schulden die Verfasser besonderen Dank für wertvolle Mitteilungen und die kritische Durchsicht des Manuskripts der Hauptabschnitte A und B,

Schrifttum

Quellen: 1 bis 67, Hinweis auf weitere Arbeiten: 68 bis 88

1. Poetsch: Das Gefrierverfahren, Freiberg/Sa. 1884, Craz u. Gerlach.
2. Zähringer: Das Gefrierverfahren und seine neueste Entwicklung (Stand 1918). Druckschrift der Fa. Tiefbau- und Kälteindustrie-AG. vormals Gebhardt u. Koenig, Nordhausen a. H.
3. Erlinghagen: Die Entwicklung des Schachtabteufens nach dem Gefrierverfahren in den letzten 20 Jahren. Z. VDI 1924, H. 16, S. 383.
4. Joosten: Das Tiefkälteverfahren beim Schachtabteufen. Sonderdruck aus der Zeitschrift „Glückauf“ 1927.
5. Heise-Herbst-Fritzsche: Lehrbuch der Bergbaukunde. 7. Aufl., Bd. 2, Berlin 1950, Springer.
6. Sauvestrée: Traversée dans le creusement de deux puits d'une assise de sables bouillants à une pression de 63 atmosphères. Ann. Mines. Belg. 1920, S. 46.
7. Stetefeld: Die Eis- und Kälteerzeugungsmaschine. Stuttgart 1927.
8. Krause: Kältemaschinen. Berlin 1940.
9. Heintze: Leistungsverbesserung an Ammoniakkompressoren von Kältemaschinenanlagen (durch Flüssigkeitsnachkühler). Zeitschrift für Eis- und Kälteindustrie 1940, Heft 9, S. 90.
10. Escher-Wyss: Kompressoren und Pumpen, Escher-Wyss-Mitteilung, Sonderheft, 1941, Zürich.
11. Dannies: Der Berieselungskondensator. Zeitschrift für die gesamte Kälteindustrie 1941, Heft 10 S. 153.
12. Dardin: Ein Hilfsmitteldiagramm für die schnelle Vorausberechnung der Hauptabmessungen einer Kreiselradkältemaschine. Zeitschrift für die gesamte Kälteindustrie 1942, Heft 12 S. 137.
13. Albert-Kaup: Der Hochleistungskondensator und Refrigerator für Ammoniak Skoda-Mitteilungen Heft 1, S. 51.
14. Melchert: Der Verflüssiger in Kältemaschinenanlagen. Kälteindustrie 1941, Heft 2 S. 33.
15. Gröber: Die Grundlagen der Wärmeleitungen und des Wärmeüberganges. Berlin 1933.
16. Jonas: Die Widerstandsfähigkeit der Frostwand beim Schachtabteufen nach dem Gefrierverfahren und ihr Einfluß auf den Schachtausbau, Glückauf 1941, S. 365—377 und 384—388.
17. Domke: Über die Beanspruchung der Frostmauer beim Schachtabteufen nach dem Gefrierverfahren, Glückauf 1915, S. 1129.
18. Rogge: Das Gefrierverfahren. Zentralbl. Bauverw. 1915, Heft 1 (vgl. auch Beton u. Eisen 1906, S. 293).
19. Kropf: Abteufen von Schächten in Bergwerken mit Hilfe des Gefrierverfahrens auf durchgehende Tiefe bzw. im Absatz, Bautechn. 2 (1924) H. 45, S. 521.

20. Kropf: Abteufen von Bergwerksschächten nach dem Gefrierverfahren. Bautechnik 1925, S. 325.
21. Mautner: Über einige Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauwerken im Bergwerks- und Hüttengebiet. Festschrift Wayss & Freytag A.G. 1925, S. 28.
22. Mautner: Festigkeitsfragen im Schachtbau, Glückauf 1934, S. 409.
23. Marbach: Schachtbeanspruchung und Schachtausbau, Glückauf 1934, S. 321.
24. Marbach: Sicherheit und Wirtschaftlichkeit beim Schachtausbau. Schriftenreihe im Selbstverlag Haus der Technik, Essen, H. 3, 1936.
25. Lehmann: Planmäßige Abbauführung, Glückauf 1938, S. 321, 893 und 974 (vgl. auch Glückauf 1940, S. 49).
26. Trapp: Wärmeübergang bei Kondensatoren von Ammoniak. Wärme- und Kältetechnik 1940, Heft 11, S. 161 u. 1941, Heft 1, S. 12.
27. Löffler: Die rechnerische Erfassung des Ausnutzungsgrades von Ammoniak-Kälteverdichtern. Zeitschrift für die gesamte Kälteindustrie 1941, Heft 11, S. 169.
28. Dausser: Der Zwischendruck bei Verbundverdichtung (bei zweistufigen Kältemaschinen). Zeitschrift für die gesamte Kälteindustrie 1941, Heft 5, S. 77.
29. Föhse: Korrosionserscheinungen in Sole-Kühlanlagen. Zeitschrift für die gesamte Kälteindustrie 1942, Heft 11, S. 125.
30. Bendel: Ingenieurgeologie Bd. 1, S. 51, und Bd. 2, S. 656, Berlin 1949, Springer-Verlag.
31. Heise: Das Verhalten von Tonschichten in Gefrierschächten. Bergbau 1929, S. 903, und 1930, S. 693.
32. Stegmann: Das Schachtabteufen im linksrheinischen Deckgebirge. Festschrift Aachener Bergmannstag 1910, 3. Teil, S. 59.
33. Maevert: Das Abteufen des Schachtes Sachsen 3, Glückauf 1941, S. 505, 598.
34. Mohr: Grundlagen der Berechnung des Ausbaues von Schächten unter besonderer Berücksichtigung von Gefrierschächten, Bergbau-Archiv, Bd. 2, 1946, Verlag Glückauf, Essen.
35. Grün: Untersuchungen über den Abbindeverlauf und die Erhärtung von Beton in Gefrierschächten. Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie Düsseldorf, Nr. 96 (ebenfalls Glückauf 1941, H. 24, S. 353).
36. Rethy: Die elektrische Beheizung des Betons, B. u. E., Bd. 32 (1933), H. 18, S. 282, Bd. 33 (1934), H. 4, S. 58.
37. Mussgnug: Betontechnische Erfahrungen beim Ausbau eines Gefrierschachtes. Mitteilungen Forschungsanstalt Gutehoffnungshütte 1940, Bd. 8, S. 79.
38. Hummel-Charisius: Baustoffprüfungen, Berlin 1947.
39. Charisius: Laboratoriumbuch für die Zementindustrie, Halle, 2. und 3. Auflage 1947.
40. VDI: Richtlinien zur Bemessung von Wärme- und Kälteschutzanlagen (DIN 1951) 1940.
41. VDI: Kältemaschinen-Regeln, Berlin 1940.
42. Pohlmann: Taschenbuch für Kältetechniker. Hamburg 1939.
43. Prioform-Werke Wärme- und Kälteschutz. Köln 1938.
44. Cammerer: Wärme- und Kälteschutz in der Industrie, 3. Aufl. Berlin 1951 — J. Springer.
45. Firma Schuh: Leitfäden für Wärmeschutztechnik. Essen 1928.
46. Cammerer-Borchers: Die Beurteilung von Kälteschutzstoffen aus ihrer Struktur. Wärme- und Kältetechnik Berlin 1941, Heft 2, S. 25.
47. Grinnes: Isolierung von Kühlanlagen. Medd. Norsk Dampftjelfor (norwegisch) 1939 Nr. 282/292.
48. Linde u.a.: Vorschlag für eine Bewertung der Kälteschutzstoffe. Wärme- und Kältetechnik 1941, Heft 10, S. 156.
49. Cammerer: Prüfweise und Prüfergebnisse der neuen Dämmstoffe für Kälteschutz. Wärme- und Kältetechnik 1940, Heft 12, S. 177.
50. Seifert: Bemessung der Isolierstärke im Kälteschutz, insbesondere durch Verwendung von Austauschstoffen für Kork. Wärme- und Kältetechnik 1941, Heft 10, S. 153.

140 Sichardt-Chardabellas, Baugrubenumschließung nach dem Gefrierverfahren

51. Cammerer: Die Eignung von Torf und Torferzeugnissen zu Kälteschutzzwecken. Zeitschrift für die gesamte Kälteindustrie 1941, Heft 3, S. 35.
52. Hartmann u. a.: Wärme- und Kälteverluste isolierter Rohrleitungen und Wände. Berlin 1928.
53. Cammerer: Der Isolierwert nicht durchgehender Kälteschutzschichten. Zeitschrift für die gesamte Kälteindustrie 1942, Heft 1, S. 13.
54. Franzius: Der Grundbau, Handbibliothek für Bauingenieure, 3. Teil 1. Band, Berlin 1927.
55. Hetzell-Wundram: Grundbautechnik. Berlin 1929, Julius Springer.
56. Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, 4. Auflage, Band III, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1934, S. 354.
57. Ritter: Über die Anwendung des Gefrierverfahrens im Tiefbau. Hoch- und Tiefbau, Schweiz. Baumeisterzeitung 1933, Nr. 9, S. 67; Nr. 12, S. 93.
58. Leitholf: Maschinentiefkeller im Hause Rudolf Hertzog in Berlin, Dt. Bauztg. 1908, S. 36.
59. van Hauvaert: Les tunnels sous l'Escaut, à Anvers. Technique des Travaux 1932 (Juni-, Juli-, September-H.), 1933 (Januar-H.), 1934 (Februar- und März-H.).
60. Reinhardt: Das Schiffshebewerk Rothensee. Abstieg des Mittellandkanals zur Elbe bei Magdeburg, Z. VDI 1934 Heft 38.
61. Gähns: Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung (Schiffshebewerk Rothensee), Bautechnik 1939, H. 19 (vgl. Bautechnik 1938, H. 46).
62. Schleich: Die Seineunterfahrung durch die Linie 4 der Pariser Untergrundbahn. Schweiz. Bauztg. 1909, S. 325.
63. Calfas: Traversée de la Seine par la ligne No. 4 Génie civil Bd. 57 (1910).
64. Wiedemann: Entwicklung des Tunnel- und Stollenbaues, Bautechnik 1943, H. 52/56.
65. Lenk: Vereinfachung des Gefrierverfahrens im Grundbau, Bautechnik 1942, H. 47, S. 420.
66. Kollbrunner: Foundation und Consolidation, Bd. 1, S. 113, Zürich 1950, Schweiz. Druck- und Verlagshaus.
67. Daxelhofer: Un nouveau procédé de congélation et ses possibilités d'application, Bulletin technique de la Suisse romande 1938, Sept./Okt.

Weitere Arbeiten:

68. Fischer: Studien über die industrielle Verwertung der Kälte. Ziv.-Ing. 1892, S. 327.
69. Joosten: Die neueste Anwendung des Gefrierverfahrens auf der Zeche Auguste Viktoria in Westfalen. Essener Glückauf 1904, S. 1541.
70. Joosten: Die Anwendung des Gefrierverfahrens... Essener Glückauf 1906, S. 577.
71. Rogge: Schachtabteufen in wasserführendem Gebirge mittels des Gefrierverfahrens. Beton und Eisen 1906, S. 293.
72. Walbrecker: Versuche und Studien über das Gefrierverfahren. Essener Glückauf 1910, S. 1681.
73. Stegemann: Leistungen und Kosten beim Schachtabteufen nach dem Gefrierverfahren. Essener Glückauf 1912, S. 417.
74. Göttische: Die Kältemaschinen und ihre Anlagen. 6. Auflage 1928.
75. Pohl: Die Ausnutzung des Frostes für die Umschließung offener Baugruben. Bauingenieur 14, 1933, S. 569.
76. Pohlmann: Taschenbuch für Kältetechniker. 10. Auflage. Hanseatische Verlagsanstalt, Hamburg, 1935.
77. Mund-Colberg: Stützmauern, Grundbau, Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., Band IV, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1936, S. 285.
78. Trupak: Artificial freezing of ground during the construction of the Moscow subway, VII Congrès du froid, La Haye, 1936.
79. Rodio u. Daxelhofer: Congélation. Nouveau procédé „Rodio“. Bericht der Société, Etanchements, Consolidations, Paris 1936.

80. Grant: The use of refrigeration in building the Grand Coulee Dam. Refrigerating Engineering, Jan.-Febr. 1937.
81. Mauro: Il recupero dell'Ara Pacis Augustae. L'Ingegnere. Mai 1938.
82. Brehm: Kältetechnik. Schweizer Druck- und Verlagshaus, Zürich 1947.
83. Makowsky: Der Tunnel, Moskau 1948, S. 223/453, Architektur-Akademie-Verlag.
84. Dücker: Abhandlgn. über Frostprobleme, Bodenmechanik und Grundbau, 1948, S. 169.
85. Dücker: Abhandlgn. über Frostprobleme, Bodenmechanik und neuzeitl. Straßenwesen, 3. Folge 1939, S. 9, 63, 101.
86. Seydel: Künstliche Vereisung des Baugrundes. Diss. 1951. Techn. Hochschule Dresden.
87. Seydel: Grundsätzliches über die Baugrundvereisung und deren Bedeutung für grundbautechnische Zwecke, Bautechnik 30 (1953), H. 5, S. 131, H. 7, S. 199.
88. Bonfioli: Una interessante applicazione del congelamento del terreno per la esecuzione di una galleria (Eine interessante Anwendung des Gefrierverfahrens bei Herstellung eines Stollens). Energia Elettrica 27 (1950) H. 6 S. 371—379.

Als wertvolle Ergänzung unserer Fachzeitschriften erscheint die Schriften-Reihe

BAUTECHNIK-ARCHIV

in zwangloser Folge. Sie bringt bemerkenswerte Beiträge aus dem Gebiet des Bauingenieurwesens, insbesondere Forschungsberichte und Forschungsergebnisse, die nach Art und Umfang über den Rahmen einer Fachzeitschrift hinausgehen und von besonderem wissenschaftlichen Wert sind.

Heft 1:

Zum Geleit. — Zeitgemäße Fragen aus dem neueren Schrifttum des Ingenieurbaues. Von Dipl.-Ing. *Torben v. Rothe*. — Kolbenlose Pressen (Druckkissen) im Bauwesen. Von Dipl.-Ing. *Feodor Hörnlmann*. — Grundsätzliches zur Frage der Grundwasserabsenkung. Von Dr.-Ing. *Hermann Weber*. — Einfluß der Verdrehungssteifigkeit der Hauptträger auf die Lastverteilung beim Trägerrost nach Rechnung und Versuch. Von Dr.-Ing. *Jos. Schöttgen*. — Störungsfreie Kaminkopfausbildung. Von Dipl.-Ing. *Otto Spitzner*. Gr.-8°. 49 Seiten, 52 Abbildungen. 1947. Geheftet DM 6,—

Heft 2:

Erfahrungen eines Wasserbauers. Nach einem hinterlassenen Manuskript „Mein dienstlicher Lebenslauf“ des Dr.-Ing. e. h. *Zander*, Honorarprofessor an der Technischen Hochschule Hannover, Strombaudirektor a. D., zusammengefaßt von *Walther Paxmann*, Ministerialrat i. R. — Die Abwasserreinigung und die sich dabei abspielenden stofflichen Vorgänge. Von Prof. Dr.-Ing. *Erwin Marquardt*. — Über die Druckverteilung im Boden hinter Wänden verschiedener Art. Mit Ergebnissen eigener Versuche. Von Dr.-Ing. *Heinrich Press*. Gr.-8°. 54 Seiten, 53 Abbildungen. 1948. Geheftet DM 6,40

Heft 3:

Geleitwort. — Widmung zum 20 jährigen Bestehen der Degebo. Von *J. Volk*. — Noch offenstehende Probleme auf dem Gebiete des Grundbaues. Von Prof. Dr.-Ing. *Arnold Agatz* und Dr.-Ing. *Erich Lackner*. — Arbeiten der Degebo in den Jahren 1938—1948. Von Dr.-Ing. *Heinz Muhs*. — Anwendung des seismischen Bodenuntersuchungsverfahrens bei einem Talsperrenbau. Von Prof. Dr.-Ing. *Hans Lorenz*. — Meßtechnische Grundlagen bei Setzungsmessungen an großen Bauwerken. Von Prof. Dr. *Erich Brennecke* und Dipl.-Ing. *Karl Ansorge*. — Untersuchungen an einem fehlerhaften Kompressorfundament. Von Dr. phil. *Otto Förtsch* und Dr.-Ing. *Heinz Muhs*. — Schwingungsuntersuchungen an einfachen Mauerwerkskörpern und Gebäuden. Von Dr. phil. *Alfred Ramspeck* und Dr. phil. *Gustav-Adolf Schulze*. — Das technische Experiment in der Bodenmechanik. Von Prof. Dr.-Ing. h. c. *August Hertwig*. Gr.-8°. 74 Seiten, 76 Abbildungen. 1949. Geheftet DM 7,20

Heft 4:

Tulla, Honsell, Rehbock. Lebensbilder dreier Wasserbauingenieure am Oberrhein. Von Prof. Dr.-Ing. *Heinrich Wittmann*. — Berechnung und Bau von Plattenbrücken. Von Dr.-Ing. *Rudolf Ohlig*. Gr.-8°. 73 Seiten, 3 Bildnisse, 25 Abbildungen. 1949. Geheftet DM 7,50

Heft 5:

Neue Erfahrungen auf dem Gebiete der Verfestigung und Abdichtung des Untergrundes. Von Bergassessor a. D. *Hans Jähde*. — Die Gleichungen der Stau- und Senkungsweiten für rechteckigen und parabolischen Gerinnequerschnitt und ihre praktische Anwendung. Von Prof. *Leopold Rothmund*. — Über Zusammenhänge zwischen der technischen Balkenbiegungslehre und der Scheibentheorie. Von Prof. Dr.-Ing. *Günther Worch*. Gr.-8°. 60 Seiten, 41 Abbildungen. 1949. Geheftet DM 5,20

Heft 6:

Der T-Träger unter Belastung durch Drehmomente. Ein Beitrag zur Lösung verschiedener Probleme mit den Methoden der gewöhnlichen Baustatik. Von Dr.-Ing. *Karl Adolf Müller*. — Das Knickproblem bei Spitzenpfählen, deren Schaft ganz oder teilweise in nachgiebigem Boden steht. Von Dipl.-Ing. *Helmut Walter*. — Die Berechnung kreisförmiger zentralsymmetrischer Fundamentplatten nach dem Differenzenverfahren. Von Prof. Dr.-Ing. *Günter Worch*. Gr.-8°. 66 Seiten, 57 Abbildungen. 1951. Geheftet DM 8,60

Heft 7:

Stabilität I-förmiger Querschnitte unter der örtlichen Lastenteilung. Von Dr.-Ing. *Johann Jakob Rieve*. — Die Typenwertmethode, ein neues Verfahren zur Berechnung von bewehrten und unbewehrten Baukörpern. Von Oberingenieur *Heinrich Sasse*. — Gekrümmte Faltwerke. Von Dr.-Ing. habil. *Ernst Gruber*. Gr.-8°. 102 Seiten, 64 Bilder. 1953. Geheftet DM 9,60

Heft 8:

Vorträge der Baugrundtagung 1952 in Essen vom 30. Januar bis 2. Februar. Veranstalter: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. und Arbeitsgruppe Baugrund im Fachnormenausschuß Bauwesen gemeinsam mit dem Haus der Technik e. V. Essen (Außeninstitut der Rhein.-Westf. Technischen Hochschule Aachen).
Deichbau im Emschergebiet. Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. *Helmut Carp*. — Die Standsicherheit von Bergehalden. Von Dr.-Ing. *Josef Schmidbauer*. — Die Berechnung der Standsicherheit von Böschungen und Staudämmen. Von Prof. *Johann Ohde*. — Verdichtung von Rohr- und Kabelgräben in Stadtstraßen. Von Stadtbaudirektor *Richard Auberlen*. — Kurzbericht über das Messen des Porenwasserüberdrucks. Von Reg.-Baurat *Peter Siedek*. — Einfluß der „Gewölbebildung“ auf die Erddruckverteilung. Von Prof. *Gregory P. Tschebotarioff*. — Holländische Anschauungen über die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Von *Ir. J. P. van Bruggen*. — Untersuchung des Baugrundes mit einer Spitzendrucksonde. Von Dipl.-Ing. *Hermann Kahl*. — Baustellenversuche mit seitlich beanspruchten Stahlpfählen und Vorspannung der Verankerung von Stützwänden. Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. *E. Knop*. — Staudämme aus Steinschüttung mit Asphaltdichtung auf der Wasserseite. Von Oberbaudirektor a. D. Dr.-Ing. *Erich Lohmeyer*. — Bodenmechanische Probleme im Bergbau. Von Prof. Dr.-Ing. *Edgar Schultze*. — Zur Tragfähigkeit starrer Spundwände und Mastgründungen. Von Prof. Dr.-Ing. *Hans Lorenz*. — Justierung des Kraftwerkes Hessian am Neckar durch Heben mit Hilfe von Zementunterpressungen. Von Prof. Dr. techn. *Walter Bernatzik*. — Tragfähigkeit von Schlamm Böden. Von *R. L'Herminier*. G.-8°, VIII, 97 Seiten, 165 Bilder. 1952. Geheftet DM 12,—

Heft 10:

Über die Biegemomente der Randträger von kreuzweise bewehrten Fahrbahnplatten. Von Prof. Dr.-Ing. *Adolf Pucher*. — Die durch beliebig viele elastische Spanten versteifte, kreiskegelförmige Membrane mit veränderlicher Wandstärke. Von Dr.-Ing. habil. *Ernst Gruber*. In Vorbereitung